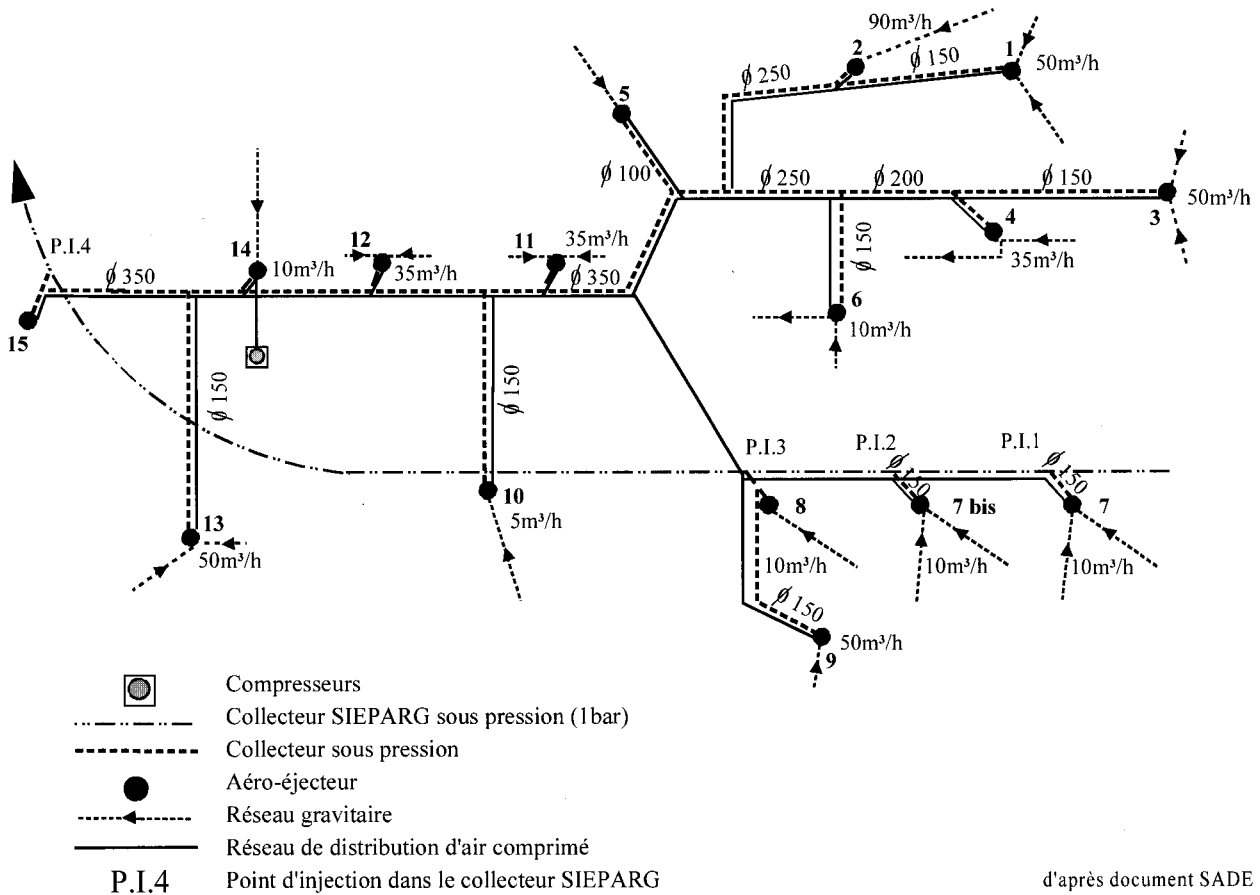


**RESEAU SOUS PRESSION EQUIPE D' AEROJECTEURS**



Les points hauts ont été équipés de ventouses de type assainissement installées au fond d'un regard.

COUT : plus de 10 MF (1990)

NOM DES ENTREPRISES :

Fourniture des aéro-éjecteurs : Defraigne

Réalisation : SADE

**11 - 2 - Réseau de Heugleville-sur-Scie (Seine Maritime)**

MAITRE D'OUVRAGE : Syndicat d'A.E.P. et d'Assainissement de la région de Longueville-Sud

MAITRE D'OEUVRE : DDAF de la Seine Maritime

CONTEXTE GENERAL DE L'OPERATION

Situé à 35 km au nord de Rouen, l'assainissement des 50 foyers de la petite commune de Heugleville-sur-Scie était rendu difficile par la nécessité de franchir la rivière la Scie et une voie ferrée. Les effluents devaient être acheminés vers la station d'Auffray située à 1 km au sud du bourg.

**PROCEDURE DE DEVOLUTION**

Appel d'offres avec concours

**SOLUTIONS ENVISAGEES**

La construction de postes de relevage classiques entraînait la reprise en cascade des effluents.

**CARACTERISTIQUES GENERALES DE LA SOLUTION RETENUE**

Le projet adopté est un système mixte gravitaire et sous pression par aéro-éjecteurs. Il comprend :

- 6 aéro-éjecteurs Soterkenos type 1005 ( 5 m<sup>3</sup>/h ). Chaque appareil est installé dans un regard constitué de buse amiante-ciment Ø 1,60 m et équipé d'un ballon de réserve d'air de 100 l ;
- 2230 m de réseau gravitaire drainant les eaux vers les aéro-éjecteurs, constitué de tuyau amiante-ciment Ø 200 mm ;
- 2300 m de réseau sous pression constitué de conduites PVC série 10 bars Ø 99<sup>4</sup>/110 ;
- 1740 m PEHD Ø 26/32 PN 10 de conduite d'air comprimé ;

- 1740 m de câble armé donnant les informations sur chaque aéro-éjecteur (nombre de chasses, défauts) ;
- 2 compresseurs de 15 cv, assurant un débit de 87 m<sup>3</sup>/h à 10 bars ou 100 m<sup>3</sup>/h à 8 bars, placés dans un local enterré constitué de buses amiante-ciment Ø 2500 posées horizontalement. Un extracteur d'air d'un débit de 2000 m<sup>3</sup>/h a été installé.

Aucune protection particulière anti-bélier n'a été installée.

COUT : 1 600 000 francs (1990)

NOTE DE CALCUL

Les débits des aéro-éjecteurs choisis (en fait les plus petits possibles) sont très supérieurs aux débits maximums des effluents qu'ils ont à refouler. Les calculs sont effectués sans tenir compte de ce surdimensionnement. Les diamètres choisis sont les plus petits possibles : 99<sup>4</sup>/110

**Débits de pointe** : exemple de calcul sur la branche PR6 - C

Branche	Longueur (m)	Débits maximums (m <sup>3</sup> /h)	Pertes de charge		Hauteurs géométriques (m)	Hauteurs manométriques (m)
			mm/m	m		
PR6 - A	400	4x5	0,007	2,8		
A-B	280	2 x (5+5)	0,007	2		
PR4-B	60	4x5	0,007	0,4		
B-C	80	2x(5+5+5)	0,015	1,2		
PR6 - C	760			6	9,5	15,5

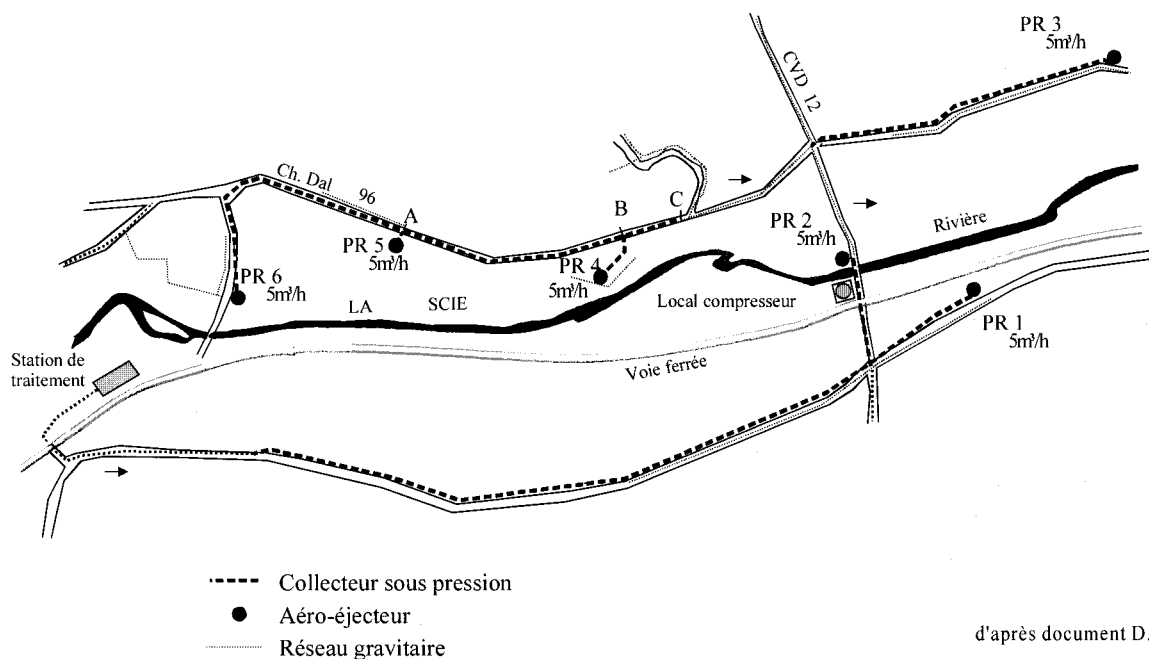
**Débits d'air comprimé**

N° aéro-éjecteur	Débit d'effluent (m <sup>3</sup> /h)	HMT (m)	K	Débit d'air comprimé (Normaux m <sup>3</sup> /h)
1	0,4	18,4	4,5	1,8
2	0,9	16,1	4	3,6
3	0,4	7,2	2,5	1
4	0,3	10,1	2,9	0,9
5	0,3	9,6	2,9	0,9
6	0,4	15,5	3,5	1,4
Total				9,6

Le débit total d'air comprimé est voisin de 10 m<sup>3</sup>/h pendant l'heure de pointe. Si le calcul est effectué en fonction des débits nominaux des appareils (5 m<sup>3</sup>/h) et non pas en fonction des réels des effluents, beaucoup plus faibles, le débit d'air comprimé devient 100 m<sup>3</sup>/h.

Commune de Heugleville sur Scie - 76 -

**RESEAU SOUS PRESSION EQUIPE D' AEROJECTEURS**



d'après document D.D.A.F.

### *Volume du ballon de régulation*

Le ballon de volume  $V_r$  doit permettre un arrêt de 5 minutes, sans provoquer une variation de pression de plus de 1,5 bars.

Le volume, exprimé en  $m^3/h$ , correspondant à cette chute de pression est d'après la formule (III-4) :

$$V_r \times 1,5 = 10 \text{ m}^3/h \times 5/60 \times 1000 = 833 \text{ litres}$$

$$V_r = 560 \text{ litres}$$



*Centrale de compression  
(Heugleville-sur-scie)  
vue intérieure*

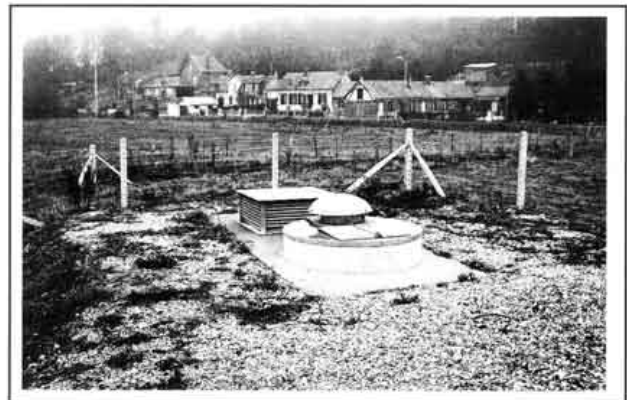
### *Débits instantanés d'air comprimé ; exemple de la branche PR6-C*

A l'aval de cette branche comportant 3 aéro-éjecteurs, le débit d'air instantané à la pression relative 6 bars est égal à (formule III-5) :

$$2 \times 3,5 \times (5+5+5) / 7 = 15 \text{ m}^3/h \text{ soit } 4 \text{ l/s}$$

Le tableau du paragraphe 10-2-e permet de choisir un diamètre pour le polyéthylène de  $32,6 \times 40$ .

*Centrale de compression  
(Heugleville-sur-scie)  
vue extérieure*



*Regard avec aéro-éjecteur  
(Heugleville-sur-scie)*

## ASSAINISSEMENT SOUS VIDE

### I - PRINCIPE GENERAL

Les eaux d'une ou d'un groupe d'habitations (cf. fig. IV-1) sont collectées, par liaison gravitaire (1), vers un regard (2) appelé bêche de transfert. De là, les effluents sont aspirés dans une canalisation sous vide (3) et (4) qui les achemine jusqu'à la cuve de stockage des effluents située dans la centrale de vide (5).



- 1 : Gravitaire en provenance des habitations
- 2 : Bêche de transfert
- 3 : Conduite de service sous vide
- 4 : Conduite principale sous vide
- 5 : Station de vide

fig. IV-1 Schéma général d'un réseau d'assainissement sous vide

Au niveau de la bêche de transfert, l'aspiration dans la canalisation sous vide des effluents et d'une certaine quantité d'air est réalisée grâce à une valve dont l'ouverture est commandée en fonction du niveau des effluents dans la bêche de transfert, par un élément appelé contrôleur ou activateur. La fermeture de la valve est également commandée par le contrôleur. La seule source d'énergie utilisée pour l'ouverture est celle due à la différence de pression entre le vide créé dans les canalisations et la pression atmosphérique. Il n'y a pas de branchement électrique au niveau des bèches.

Dans la conduite principale, un vide voisin de  $0,5 \cdot 10^5$  Pa est maintenu. L'effluent se déplace dans la canalisation grâce aux forces résultant de la différence de pression de

part et d'autre du bouchon liquide. Au cours du transfert, l'air traverse l'effluent, la différence de pression s'annule et l'entraînement cesse. Pour recréer des conditions propices au redémarrage de l'effluent, le profil de la canalisation est particulier : il est caractérisé par une succession de pentes douces et de remontées brusques au bas desquelles le liquide s'accumule, permettant à nouveau l'apparition d'une différence de pression. Ces remontées sont appelées poches de transport en terrain plat, poches de remontée en terrain montant (fig. IV-2).



fig. IV-2 Poches de transport, poches de remontées

Quant à la station de vide, elle comprend la cuve de stockage des effluents, les pompes à vide qui maintiennent le vide dans les canalisations et les pompes qui refoulent les effluents vers la station d'épuration.

### 2 - SITUATION DE L'ASSAINISSEMENT SOUS VIDE EN FRANCE

L'assainissement sous vide peut être considéré comme une rétro-innovation, puisque dès la fin du dix-neuvième siècle des précurseurs ont imaginé et construit des systèmes d'assainissement utilisant le vide comme mode de transport principal ou en complément du gravitaire. Cette dernière formule a été développée par Pierre Gandillon au début du vingtième siècle et certains de ces systèmes sont toujours en service.

Le premier réseau sous vide français, dans la formule technique actuelle, date de 1971. La France comptait en 1992 une cinquantaine de réseaux d'assainissement sous vide, dont 2 aménagements de pontons de bateaux. Près de la moitié de ces réseaux se trouve en Aquitaine, région où la topographie et la présence d'une nappe phréatique élevée sont des conditions favorables au choix de cette technique d'assainissement.

Plusieurs systèmes sont disponibles en France, par exemple Transvide et Vacuflow. Ils sont proposés et posés par des entreprises spécialisées.

### 3 - SYSTEMES D'ASPIRATION

#### 3 - 1 - Les vannes ou valves

Les valves actuellement disponibles en France comportent deux parties (cf. fig IV-3) :

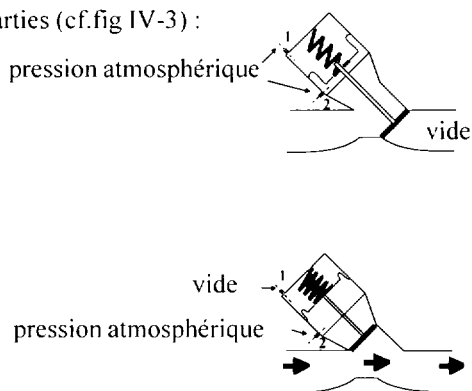


fig. IV-3 Schéma de fonctionnement d'une valve

- un corps de valve, dans lequel se déplace un piston ;
- une tête de valve, séparée en deux chambres par une membrane. La chambre supérieure est reliée soit à la canalisation sous vide, soit à la pression atmosphérique par (1), tandis que la chambre inférieure est maintenue à la pression atmosphérique par (2).

Suivant le type de système commercialisé, la section de passage des valves varie de 2,5 pouces (63 mm) à 3 pouces (76 mm). Certaines valves peuvent être équipées de compteur.

#### 3 - 2 - Les contrôleurs ou activateurs

Ils déclenchent l'ouverture et la fermeture de la vanne. La variation du niveau des effluents est mesurée dans un tuyau sondeur (cf. fig. IV-4) en (3).

L'élévation du niveau provoque dans ce tube une augmentation de la pression qui agit sur des jeux de membranes placées dans le contrôleur. Lorsque la poussée correspondant au niveau maximum autorisé de l'effluent dans la bache est atteinte, la tête de valve (1) est mise en communication avec le vide en (4) puis, après temporisation, avec la pression atmosphérique en (5).

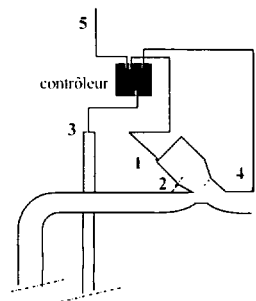


fig. IV-4 Principe de fonctionnement d'une vanne et de son contrôleur

Cette temporisation réglable permet de fermer la valve après le passage complet des effluents. Ainsi, une certaine quantité d'air, indispensable au transport de l'effluent, est admise dans le système et le piston se referme sur de l'air ce qui minimise les risques de blocage.

#### 3 - 3 - Les bâches de transfert ou regard de collecte

Elles sont constituées d'un ou de deux regards (fig. IV-5).

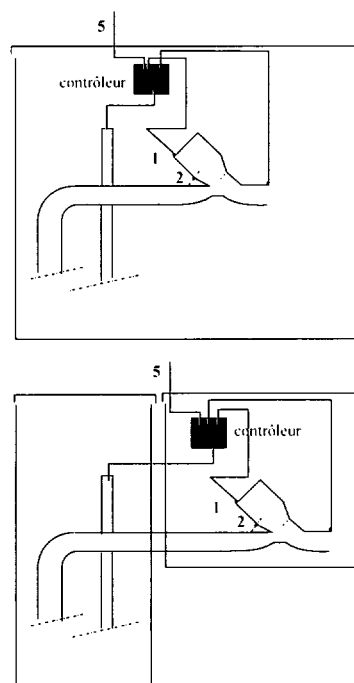


fig. IV-5 Schéma d'une bache de transfert

L'intérêt de la configuration comportant deux regards, le puisard de stockage et la chambre de la vanne, est que la valve et le contrôleur sont isolés de l'effluent, ce qui facilite les opérations de maintenance. D'autre part, l'encombrement en largeur est réduit.

La prise d'air à la pression atmosphérique (5) se fait le plus souvent à l'extérieur quoique la couverture du regard ne soit pas étanche. Si la tête de valve en (2) est reliée à cette prise, la vanne est submersible.

On peut prévoir une vanne à l'amont de la valve pour faciliter son démontage, ainsi qu'une vidange manuelle. En l'absence de ce dispositif, on peut provoquer le fonctionnement de la valve en aspirant dans le tuyau qui relie le contrôleur à la tête de valve en (1).

#### 3 - 4 - Les canalisations

Puisque le vide est maintenu dans les canalisations, le réseau doit être parfaitement hermétique et étanche à l'air. Les canalisations sont en général en PVC 10 bars à joints collés. Certains fabricants proposent des joints spéciaux admettant la dépression dans les canalisations. Quelques réseaux sont réalisés avec du polyéthylène haute densité PN 10, comme celui du Tasta en Gironde, pour des raisons de forte instabilité du terrain. Dans ce cas, les raccords

entre les canalisations se font avec des manchons électrosoudables. En général, le polyéthylène entraîne un surcoût important, de l'ordre de 50 %, car le coût du matériau est plus cher que le PVC et un délai de 30 mn est nécessaire après chaque soudure avant de continuer le chantier. Notons qu'en Allemagne, tous les réseaux sont réalisés en PVC, tandis qu'en Suède, seul le polyéthylène est utilisé. Aux USA, au Canada, et Allemagne, le PVC à joints caoutchouc est mis en place et donne entière satisfaction. Au Canada, d'autres matériaux sont parfois utilisés, comme l'ABS ou la fibre de verre revêtement époxy.

La pose des canalisations se fait à la profondeur hors-gel ; cette exigence peut éventuellement se limiter au bas des poches de remontées. Il est impératif de prendre en compte les charges et les surcharges dans les calculs de résistance mécanique.

### 3 - 5 - La centrale de vide

La centrale comprend :

- la cuve de stockage des effluents et de réserve de vide ;
- les pompes à vide ;
- les pompes de refoulement ;
- l'armoire électrique ;
- le groupe électrogène (facultatif) ;
- le chauffage (facultatif).

et nécessite :

- un branchement électrique ;
- un branchement d'eau potable ;
- un branchement PTT (facultatif).

Le génie civil des centrales de vide dépend beaucoup de l'emplacement des cuves de stockage et des pompes de refoulement. On rencontre plusieurs configurations possibles : cf. figure IV-6. La disposition 1, dans laquelle les pompes de refoulement se trouvent à l'intérieur des cuves à vide ne pourra être retenue que s'il existe deux cuves pouvant être isolées l'une par rapport à l'autre. Dans ces conditions, une opération de maintenance sur une pompe de refoulement ne se traduit pas par l'arrêt complet du système. Dans le cas d'une seule cuve, les pompes de refoulement seront placées à l'extérieur : dispositions 2 ou 3. La configuration 3, où la cuve n'est pas enterrée mais installée dans un cuvelage en béton, est la plus chère mais la plus pratique pour l'exploitant.

## 4 - EXIGENCES NORMATIVES

Elles découlent du projet de norme pr NF EN 1091 «Réseaux d'assainissement sous vide à l'extérieur des bâtiments». Nous en rappelons ici les principales dispositions :

### *Regards de collecte*

Les tuyaux d'alimentation gravitaire arrivant dans les regards ont un diamètre minimum intérieur de 100 mm.

Le regard est dimensionné pour stocker 25 % du volume moyen journalier. Le puisard de stockage est correctement ventilé de façon à protéger les siphons des installations des particuliers.

### *Vanne d'interface*

Le dispositif de montage est tel qu'il permet un remplacement facile de la vanne et/ou du système de commande en trente minutes au plus. La vanne doit être capable de fonctionner immergée sous réserve que la prise d'air ne soit pas également immergée.

### *Contrôleur*

Le vide minimum en dessous de la pression atmosphérique nécessaire à son fonctionnement est de 15 kPa. Les contrôleurs installés dans les puisards de stockage doivent être capables de fonctionner immergés.

### *Réseaux*

On distingue le collecteur sous vide, partie principale du réseau sous vide et les canalisations de branchement, partie du réseau sous vide qui relie un regard de collecte au collecteur sous vide.

Sur le collecteur :

- le diamètre minimal des collecteurs est de DN/DI 80 mm ;
- la distance minimale entre les inversions de profil est de 6 m ;
- la pente minimale en terrain plat est de 0,2 % ;
- les poches de remontées sont limitées à 1,5 m (cette exigence ne semble pas assez contraignante et il est préférable d'éviter de dépasser 1 m) ;
- la pression nominale des tuyaux en plastique n'est pas inférieure à 6 bars.
- tout raccordement de collecteur secondaire sur le collecteur principal sous vide se fait par un raccordement au-dessus de l'axe horizontal et l'angle du raccordement favorise l'écoulement vers la station de vide et minimise les retours d'écoulement ;
- des vannes d'isolement, adaptées au fonctionnement avec des eaux usées et d'un diamètre supérieur ou égal au diamètre interne nominal de la canalisation, doivent être prévues au moins tous les 450 m ;

Sur les canalisations de branchement :

- le diamètre minimal est de DN/DI 50 ;
- aucun raccordement n'est fait à moins de 1,5 m d'une remontée ;
- les canalisations de branchement ont un profil descendant par rapport à la vanne d'interface et se

raccordent dans le secteur supérieur du collecteur sous vide, délimité par un angle de 60° par rapport à l'axe vertical

### **Conception hydropneumatique**

La dépression minimale doit être de 25 kPa sous la pression atmosphérique à chaque vanne d'interface, en l'absence d'écoulement.

Le temps de rétablissement de vide n'est pas précisé.

### **Station de vide**

Chaque cuve est fabriquée et essayée pour un vide de travail de 70 kPa et un vide d'essai de 90 kPa.

Le système de contrôle de niveaux dans la cuve de vide prend en compte au minimum les niveaux suivants :

- niveau d'arrêt d'urgence : arrêt du groupe de vide ;
- niveau de marche : marche d'une pompe de refoulement ;
- niveau d'arrêt normal : arrêt d'une ou des pompes de refoulement.

Les alarmes installées avec leurs indications à distance correspondantes sont au minimum les suivantes :

- alarme de vide minimum, indiquant que le vide du système est au dessous du niveau minimal prédéterminé
- alarme du niveau d'eaux usées, indiquant que le niveau des eaux usées dans la cuve de vide atteint le niveau haut
- alarme d'urgence, indiquant qu'un élément majeur de l'installation est défaillant ou que la durée maximale de fonctionnement continu du groupe de vide a été dépassée ou qu'il y a eu une coupure d'alimentation.

Les pompes à vide et de refoulement doivent s'adapter à un fonctionnement continu aussi bien qu'à un minimum de 12 démarrages par heure.

Le dimensionnement prévoit des pompes à vide et de refoulement de même débit de manière à ce qu'une pompe puisse être retirée à des fins d'entretien sans perte de capacité du réseau.

### **Essais et contrôles**

Les essais concernant les performances minimales des vannes (250000 cycles ou évacuation de 3000 m<sup>3</sup>), l'étanchéité des collecteurs, l'étanchéité des regards de collecte seront précisés dans la norme pr EN1091.

## **5 - DOMAINE D'EMPLOI DE L'ASSAINISSEMENT SOUS-VIDE**

La tranchée en assainissement sous vide s'apparente à une tranchée d'adduction d'eau : 0,40 m de large et 1,10/1,20 de profondeur. Ces caractéristiques permettent d'utiliser des engins de petit gabarit, de poser en accotement ou sous trottoir, de supprimer l'emploi des blindages dans les terrains instables et les rabattements de nappe. Elles définissent tout naturellement les domaines privilégiés d'emploi de l'assainissement sous vide :

*terrain plat, nappe phréatique proche, réduction des réfections de chaussée, sol instable, terrain rocheux, encombrement du terrain.*

## **6 - EXPLOITATION ET MAINTENANCE**

### **6 - 1 - Généralités**

Les péchés de jeunesse constatés sur les premiers réseaux ont contribué à faire évoluer le matériel vers une meilleure fiabilité. Les pannes des valves sont rares actuellement. Il est très facile de poser un contrôleur de rechange afin de réparer en atelier l'appareil défectueux. Il semble que le mécanisme le plus sensible soit la prise de pression qui permet de mesurer le niveau de l'effluent dans la bêche de transfert : la moindre fuite d'air compromet la qualité du signal de pression, entraînant des débordements dans la bêche : aussi faut-il être exigeant sur la qualité de ce composant et sur sa fixation.

Les réseaux ne semblent pas présenter de problèmes. Les cuves de stockage peuvent être corrodées à l'intérieur après que la couche de peinture de protection ait été endommagée lors d'opérations de nettoyage ou de maintenance. Certains constructeurs proposent des cuves en acier inoxydable.

L'adjonction de système de téléalarme, comme «défaut de vide» ou «défaut sur pompage vide prolongé» permet une détection rapide d'anomalie à distance. La connaissance des ratios air/effluent, grâce au contrôle des temps de fonctionnement des pompes à vide et des pompes d'exhaure via une télésurveillance, peut mettre en évidence une consommation d'air anormale. Le personnel d'exploitation devrait consulter périodiquement ces ratios, chaque matin par exemple.

Après sa détection, l'anomalie doit être localisée. Dans le cas où une valve est restée en position ouverte, il est nécessaire d'isoler successivement chaque antenne à leur arrivée dans la cuve de la centrale de vide et contrôler le maintien ou la disparition du défaut vide pour identifier l'antenne défectueuse. Un système de télécommande, associé à une motorisation des vannes d'antenne, permet d'effectuer ces manoeuvres à distance.

Grâce à la télécommande, il est possible également de remédier à certains petits blocages épisodiques causés par des objets parasites en procédant à une séquence «arrêt et redémarrage» des pompes à vide à distance : ces simples à-coups de dépression dans le réseau permettent souvent d'éliminer l'objet responsable de l'obstruction.

### **6 - 2 - Exemple d'exploitation**

L'évaluation suivante, effectuée sur un réseau situé en zone touristique et en service depuis 1987, montre que le coût d'exploitation est sensiblement le même que celui d'un réseau gravitaire correspondant, comportant des postes de relevage. Les principales caractéristiques de ce réseau sont

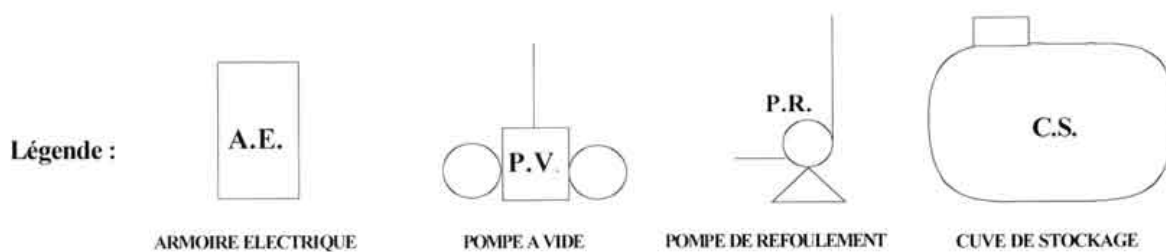
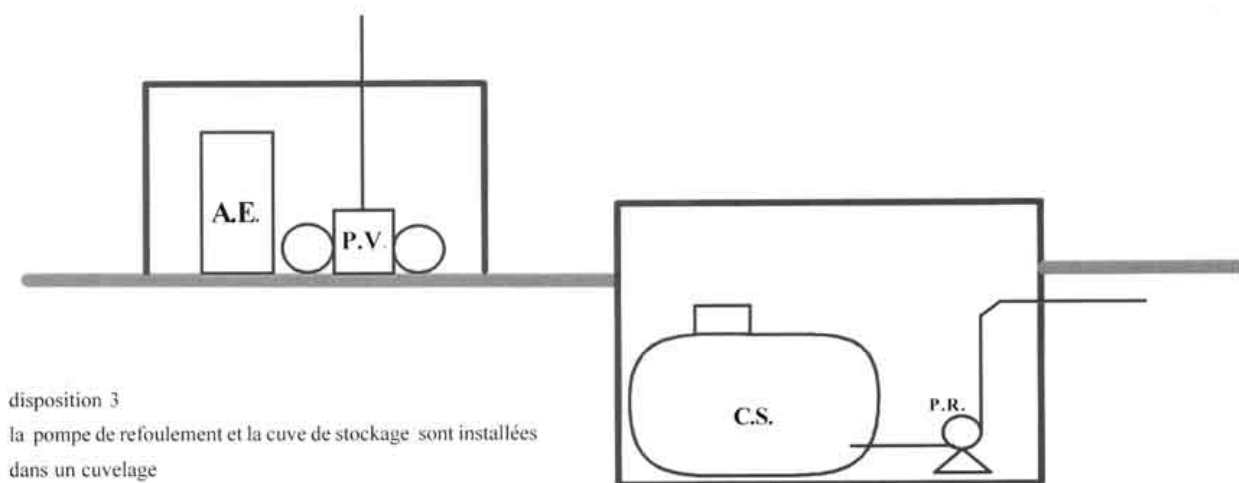
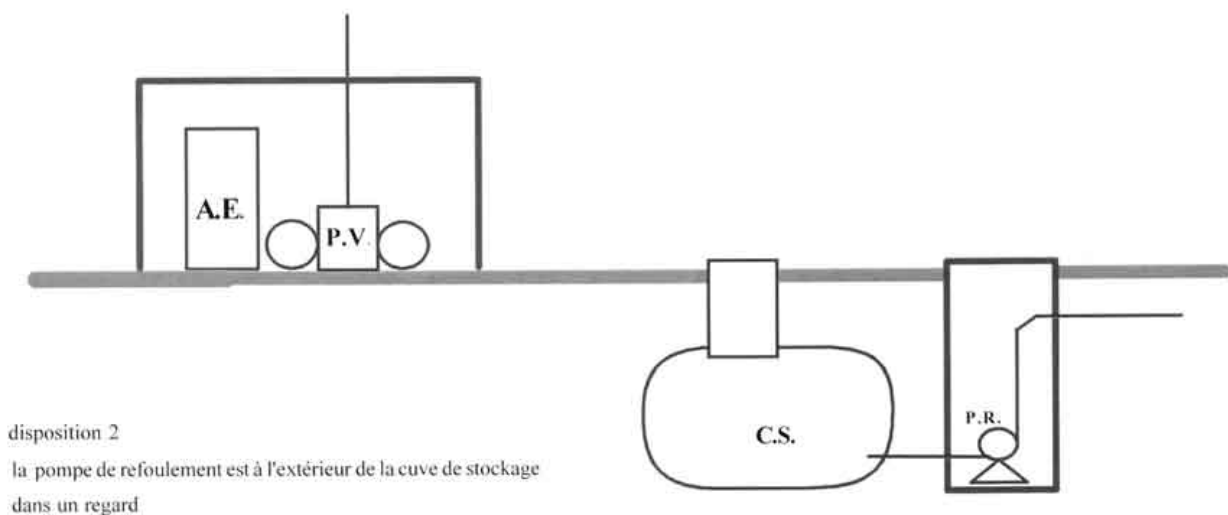
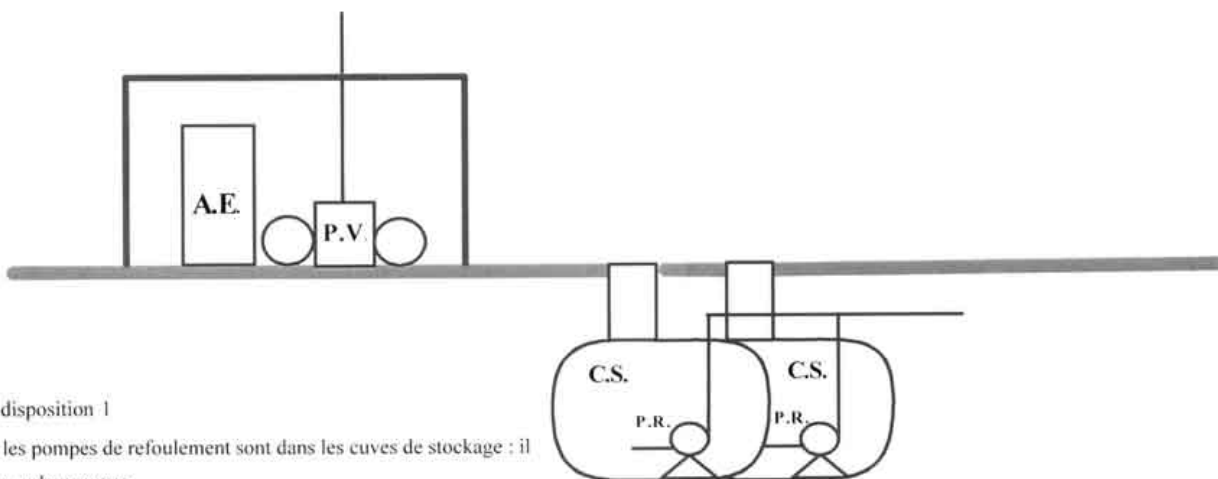


fig. IV-6 Différentes configurations d'une centrale de vide



les suivantes :

date de création : 1987

population desservie : 20 maisons individuelles, 350 appartements, 304 chambres d'hôtel

nombre de baches de collecte : 52 depuis 1987, 59 depuis 1989

longueur et nature du réseau : 8000 m de PVC

pompes à vide : trois pompes de 18 kW chacune, dont une en secours

volume collecté : 40 000 m<sup>3</sup> annuellement dont 10 à 13000 m<sup>3</sup> en juillet-août.

La consommation électrique est de 0,9 kWh/m<sup>3</sup> en moyenne annuelle, avec un minimum de 0,7 kWh/m<sup>3</sup> en Août et un maximum de 1,5 kWh/m<sup>3</sup> en hiver, où la zone est peu habitée.

La consommation d'eau potable s'établit à environ 500 m<sup>3</sup> pour le refroidissement des pompes à vide.

Le nombre de pannes sur baches de collecte est d'environ une douzaine par an, survenant essentiellement en période estivale, dont moitié sur des blocages de valves par des petits objets divers et moitié par petites pannes de contrôleurs souvent réparés sur place.

Les grosses réparations et le renouvellement des équipements n'ont pas encore commencé. Compte tenu de ces opérations de maintenance, le coût de fonctionnement est estimé à environ 2 kF par bache (horizon 10 ans), alors qu'il n'est que de 1,5 kF actuellement.

## 7 - DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

Ce chapitre a pour objet de présenter des règles de dimensionnement des principaux éléments d'un système d'assainissement sous vide : le réseau et la station de vide. La valeur de vide est exprimée positivement, le zéro correspondant au vide absolu. On parlera de vide maximum ou de pression minimum et inversement de vide minimum ou de pression maximum.

### 7 - 1 - Disposition générale

Dans la mesure du possible, la station de vide sera implantée dans une position centrale. Cette disposition permet de minimiser les longueurs des lignes de vide et d'équilibrer leurs débits. En cas d'incident sur une antenne, le nombre d'abonnés concernés est moindre. Bien que la norme en préparation autorise des remontées de 1,5 m, celles-ci seront évitées. Il est préférable de créer une succession de remontées plus faibles, par exemple de 50 cm, séparées d'au moins 6 m. On peut d'ailleurs remarquer qu'une telle disposition permet de franchir localement des pentes de 5 %.

### 7 - 2 - Débit à prendre en compte

Le débit de calcul dans une canalisation située à l'aval

d'un système comportant une ou plusieurs baches de transfert est le débit de pointe engendré par les abonnés raccordés ou susceptibles d'être raccordés sur ces baches. Ce débit sera défini par le maître d'oeuvre en fonction des données locales.

### 7 - 3 - Calcul des pertes de charge et dimensionnement des canalisations

En principe, les pompes à vide fonctionnent entre 45 kPa et 30 kPa. Le vide minimum de 45 kPa permet de disposer d'un minimum d'énergie de 55 kPa. Si comme le prévoit la norme, le vide minimum nécessaire à une valve doit être de 15 kPa, 40 kPa restent théoriquement disponibles pour le transport. Par précaution nous retiendrons 30 kPa pour calculer les limites du système (cf. paragraphe 7-4). Cette énergie permet de vaincre les pertes de charge en partie courante et les pertes dues aux remontées. Les pertes de charge sont exprimées en mètre de colonne d'eau.

#### Cas des parties courantes

On exprime que la présence d'air ne permet pas de bénéficier entièrement de l'énergie potentielle procurée par la pente ; à l'inverse une remontée ne nécessite pas autant d'énergie qu'en écoulement monophasique. La perte de charge linéaire  $J$  est supposée plus importante que celle résultant du même débit dans la canalisation sans la présence d'air. La canalisation est de longueur  $L$ , de diamètre intérieur  $\varnothing$ , véhiculant un débit  $Q_e$  et posée avec une pente  $i$ . La perte de pression  $\Delta P$  exprimée en mètre

$$\begin{cases} \Delta P = (k_1 J - k_2 i) L \\ \Delta P \geq 0 \end{cases}$$

avec

$\Delta P$  en mètre,  $J$  et  $i$  en mètre par mètre,  $L$  en mètre.

où  $J$  est la perte de charge par unité de longueur, exprimée en mètre par mètre, dans une canalisation de diamètre intérieur  $\varnothing$ , véhiculant un débit entièrement liquide  $Q_e$ .

$J$  est soit calculée par une formule, par exemple celle d'Hazen Williams, soit déterminée par des tables de pertes de charge. Les facteurs multiplicatifs  $k_1$  et  $k_2$ , respectivement de  $J$  et de  $i$ , s'expliquent par le caractère diphasique de l'écoulement :

$k_1$  est croissant avec le rapport air/eau

$k_2$  est décroissant avec le rapport air/eau

La formule suivante pourra être adoptée :

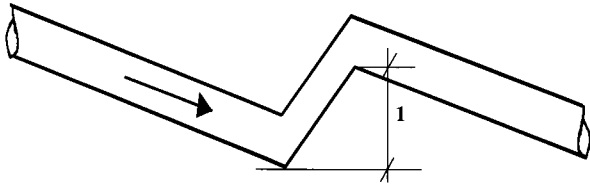
$$\begin{cases} \Delta P = (3 J - 0,5 i) L \\ \Delta P \geq 0 \end{cases}$$

On notera que l'énergie potentielle gagnée avec la pente de la canalisation pourrait rendre  $\Delta P$  négatif. L'effluent s'arrêtant au bas des poches de remontée, ce gain d'énergie n'est mobilisable que pour vaincre les forces de frottement.

$\Delta P$  sera donc considérée nulle si  $3J < 0,5 i$ .

Le choix du diamètre des canalisations pourra être fait de telle façon que  $3J$  soit inférieur à  $0,5 i$  ; dans ces conditions, la perte de charge linéaire  $J$  pourra être négligée.

### Cas des remontées



l : hauteur de remontée  $\Delta H$

fig. IV-7 Schéma d'une remontée

Le caractère diphasique des écoulements conduit à ne pas prendre en compte totalement la dénivelée  $l$  (cf. fig. IV-7) comme perte d'énergie à chaque remontée en deçà de 0,30 m. Au-delà, et pour des raisons de sécurité, la perte de pression est supposée égale à la hauteur de remontée.

La perte de pression, exprimée en mètre, consécutive à une remontée  $\Delta H$ , est égale à :

$$\Delta P = k \Delta H$$

où  $\Delta H$  est la dénivelée en mètre de la remontée,

on peut prendre  $k = 0,5$  si  $\Delta H \leq 0,3$  m  
et par sécurité  $k = 1$  si  $\Delta H > 0,3$  m

Certains ouvrages [EPA, 1991] recommandent de prendre pour perte d'énergie dans les remontées la hauteur  $\Delta H$  diminuée de la valeur du diamètre en l'affectant toujours du coefficient 1.

### Exemple

Soit une canalisation de longueur 200 m, de diamètre intérieur  $\varnothing = 100$  mm, parcourue par un débit  $Q_e = 2$  l/s.

Les facteurs multiplicatifs  $k_1$  et  $k_2$ , respectivement de  $J$  et de  $i$  sont 3 et 0,5.

$$J = 0,0009 \text{ m/m}$$

$$3J = 3 \times 0,0009 = 0,0027 \text{ m/m}$$

1) la pente est de 0,2 %.

$$3J - k_2 i = 0,0027 - 0,5 \times 0,002 = 0,0017 \text{ m/m}$$

$$\Delta P = 200 \times 0,0017 = 0,34 \text{ m}$$

1) la pente est de 1 %.

$$3J - k_2 i = 0,0027 - 0,5 \times 0,01 = -0,0023, \text{ valeur négative, donc } \Delta P = 0 \text{ m/m}$$

### 7 - 4 - Limites du système

Si les canalisations sont dimensionnées de telle façon que les pertes de charge soient compensées par la pente de

pose, les pertes de pression sont dues essentiellement aux remontées. En terrain plat, si celles-ci ne dépassent pas 0,30 m, alors :

$$\Delta P = i \times L_{\max} / 2$$

Dans le cas où on admet un  $\Delta P$  de 30 kPa (3,0 m) et si la pente de pose est  $i = 0,2$  %, alors la longueur maximale d'une ligne est :

$$L_{\max} = 2 \times \Delta P / i = 3000 \text{ m}$$

Cependant, certains constructeurs utilisent des entrées d'air intermédiaires entre la cuve de vide et le point le plus éloigné sur la ligne et dépassent cette limite.

## 8 - DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE VIDE

### 8 - 1 - Pompes de refoulement

Si  $Q_{e_{\max}}$  est le débit de pointe de l'effluent arrivant dans la station, le débit total de pompage  $Q_s$ , sans la pompe de secours est :

$$Q_s = s_r Q_{e_{\max}} \quad (\text{IV-1})$$

$Q_s$  et  $Q_{e_{\max}}$  sont exprimés dans les mêmes unités.

$s_r$  est un coefficient de sécurité, pris généralement égal à 1,2

La hauteur manométrique de la pompe devra prendre en compte la dépression maximum pouvant exister dans la cuve de stockage.

Lors du choix des pompes de refoulement, il faudra prendre garde à ce qu'elles soient adaptées pour les eaux usées et que le NPSH disponible soit calculé en tenant compte de la dépression dans la cuve.

### 8 - 2 - Pompes à vide

$Q_a$  est le débit de pointe de l'air dans la canalisation. Si  $A/E$  est le rapport air/effluent à la pression atmosphérique, le débit de pointe d'air correspondant au débit de pointe  $Q_{e_{\max}}$  de l'effluent est :

$$Q_{a_{\max}} = \frac{A}{E} Q_{e_{\max}}$$

le débit des pompes à vide à la pression atmosphérique est calculé par la formule :

$$Q_v = s_v Q_{a_{\max}} = s_v \frac{A}{E} Q_{e_{\max}} \quad (\text{IV-2})$$

$Q_v$ ,  $Q_{e_{\max}}$  et  $Q_{a_{\max}}$  sont exprimés dans les mêmes unités.

Le coefficient  $s_v$  est un coefficient de sécurité justifié par la difficulté d'apprécier  $A/E$ . Sur plusieurs réseaux observés ce rapport ne descend pas sous la valeur 10. On pourra prendre par exemple :

$$Q_v = 12 Q_{e_{\max}} \text{ à la pression atmosphérique}$$

### 8 - 3 - Cuve de stockage et de réserve de vide

Sa capacité V se compose du volume  $V_e$ , nécessaire au stockage des effluents, augmenté de celui  $V_v$  nécessaire à la réserve de vide dans la cuve.

$$V = V_e + V_v$$

$V_v$  se déduit du volume  $V_r$  nécessaire à la réserve de vide dans le système.

#### Volume $V_e$ nécessaire au stockage des effluents

Il est donné par la formule :

$$V_e = \frac{Q_s}{4n_r Z_r}$$

$Z_r$  : nombre de démarrages admissibles par heure des pompes de refoulement

$$n_r = \frac{\text{nombre total de pompes de refoulement}}{\text{nombre de pompes en marche pour assurer } Q_s}$$

$V_e$  en  $m^3$  si  $Q_s$  en  $m^3/h$

#### Volume $V_r$ nécessaire à la réserve de vide dans le système

Ce volume est fonction du temps minimum autorisé entre deux démarrages des pompes à vide, c'est-à-dire du temps  $t_1$  pour passer du vide maximum ou pression minimum  $P_{\min}$  (30 kPa) au vide minimum ou pression maximum  $P_{\max}$  (45 kPa) augmenté du temps  $t_2$  nécessaire pour rétablir le vide maximum dans la cuve.

On note  $P_a$  la pression atmosphérique et

$$P_{\text{moy}} = \frac{(P_{\min} + P_{\max})}{2}$$

expression de  $V_r$  en fonction du temps  $t_1$  pour passer du vide maximum au vide minimum (cf. annexe) :

$$V_r = \frac{P_{\min}}{P_{\max} - P_{\min}} \left( 1 + \frac{A}{E} \frac{P_a}{P_{\text{moy}}} \right) Q_e t_1$$

$$V_r = \alpha Q_e t_1 \quad (IV-3)$$

Cette formule a été établie avec les hypothèses suivantes :

- le débit d'air pénètre dans la cuve à une pression moyenne égale à  $(P_{\max} + P_{\min})/2$  ;
- les pompes de refoulement ne fonctionnent pas ;
- le volume  $V_r$  correspond à la pression maxi (vide mini).

expression de  $V_r$  en fonction du temps  $t_2$  nécessaire pour rétablir le vide maximum dans la cuve (cf. annexe) :

$$V_r = \frac{P_{\min}}{P_{\max} - P_{\min}} \left\{ Q_{e_{\max}} \left[ s_v \left( \frac{A}{E} \frac{P_a}{P_{\text{moy}}} \right) + s_r \right] - Q_e \left( 1 + \frac{A}{E} \frac{P_a}{P_{\text{moy}}} \right) \right\} t_2$$

$$V_r = (\beta Q_{e_{\max}} - \alpha Q_e) t_2 \quad (IV-4)$$

Cette formule a été établie avec les hypothèses suivantes :

- le débit d'air pénètre dans la cuve à une pression moyenne égale à  $(P_{\max} + P_{\min})/2$  ;
- les pompes de refoulement fonctionnent et le débit d'effluent correspond à l'expression donnée en IV-1 ;
- les pompes à vide fonctionnent et le débit d'air extrait correspond à l'expression donnée en IV-2 ;
- le volume  $V_r$  correspond à la pression maxi ou au vide mini.

expression de  $V_r$  en fonction du temps  $(t_1 + t_2)_{\min}$

La fréquence maximum de démarrage des pompes à vide correspond au minimum de la fonction  $t_1 + t_2$ . Le minimum

de cette fonction est atteint pour  $Q_e = \frac{\beta}{2\alpha} Q_{e_{\max}}$  à condition que  $Q_e$  reste inférieur à  $Q_{e_{\max}}$  :

Dans le cas où  $\frac{\beta}{2\alpha}$  est inférieur ou égal à 1 :

$$V_r = \frac{\beta Q_{e_{\max}}}{4} (t_1 + t_2)_{\min} \quad (IV-5)$$

Dans le cas où  $\frac{\beta}{2\alpha}$  est supérieur à 1 :

$$V_r = \alpha Q_{e_{\max}} \left( 1 - \frac{\alpha}{\beta} \right) (t_1 + t_2)_{\min} \quad (IV-6)$$

$V_r$  en  $m^3$ , si  $Q_{e_{\max}}$  en  $m^3/h$  et  $(t_1 + t_2)_{\min}$  en heure

$Z_v$ , le nombre de démarrages admissibles par heure d'une pompe à vide, et  $n_v$  le rapport entre le nombre total de pompes à vide et le nombre maximum en marche simultanément, permettent de fixer  $(t_1 + t_2)_{\min}$

$$n_v = \frac{\text{nombre total de pompes à vide}}{\text{nombre de pompes en marche pour assurer } Q_v}$$

$$(t_1 + t_2)_{\min} = \frac{1}{n_v Z_v} \quad \text{si } t \text{ en heure}$$

#### Volume $V_v$ nécessaire à la réserve de vide dans la cuve

Les volumes précédents correspondent au volume d'air dans la cuve et dans le système. Si  $V_0$  est le volume des canalisations contribuant à la réserve de vide,  $V_v$  se déduit de  $V_r$  par la formule :

$$V_v = V_r - V_0$$

Toute la difficulté consiste à déterminer  $V_0$  : il correspond à la partie du volume des canalisations facilement mobilisable autour de la cuve ; on admet que l'effluent ne remplit pas les canalisations au-delà du tiers ; on pourra donc considérer que le volume  $V_0$  représente les 2/3 du

volume des canalisations dans l'environnement immédiat de la centrale de vide, par exemple sur 100 ou 200 mètres. Les résultats qui en découlent pour  $V_v$  sont très différents suivant le choix de cette distance.

#### **Volume total de la cuve $V$**

Le volume de la cuve est la somme des volumes  $V_e$  et  $V_v$

### **9 - EXEMPLE DE CALCUL**

#### **Données**

1000 habitants sont raccordés au réseau sous vide. Le débit journalier de pointe est de 200 l par habitant avec un coefficient de pointe de 3. On prendra  $Q_{e_{max}} = 0,025 \text{ m}^3/\text{h}/\text{hab}$ .

2 pompes de refoulement et 2 pompes à vide fonctionnent alternativement avec un temps minimum entre deux démarrages de 5 minutes :  $n_r = n_v = 2$ ,  $Z_r = Z_v = 12$ .

La cuve à vide travaille dans la fourchette de pression suivante :

$$P_{max} = 45 \text{ kPa}, P_{min} = 30 \text{ kPa}, P_{moy} = 37,5 \text{ kPa}$$

Les autres valeurs sont les suivantes :  $P_a = 100 \text{ kPa}$ ,  $A/E = 10$ ,  $s_r = s_v = 1,2$

Le volume des canalisations pris en compte correspond au 2/3 des 200 premiers mètres des trois antennes de diamètre 160 mm.

#### **Débit d'une pompe de refoulement**

$$Q_s = 1,2 \times 25 = 30 \text{ m}^3/\text{h}$$

#### **Débit d'une pompe à vide**

$$Q_v = 12 \times 25 \\ = 300 \text{ m}^3/\text{h} \text{ à la pression atmosphérique}$$

#### **Cuve de stockage et de réserve de vide**

##### **Volume $V_e$ nécessaire au stockage des effluents**

$$V_e = \frac{25}{4 \times 2 \times 12} \cong 0,26 \text{ m}^3$$

##### **Volume $V_r$ nécessaire à la réserve de vide dans le système**

L'application des formules donne :

$$\alpha = \frac{30}{15} \left( 1 + 10 \frac{100}{37,5} \right) = 55,3$$

$$V_r = 55,3 Q_e t_1$$

$$\beta = \frac{30}{15} \left( 1,2 \times 10 \times \frac{100}{37,5} + 1,2 \right) = 66,4$$

$$V_r = (66,4 Q_{e_{max}} - 55,3 Q_e) t_2$$

$$V_r = (1660 - 55,3 Q_e) t_2$$

$$(t_1 + t_2)_{min} = \frac{1}{2 \times 12} = 0,0417 \text{ h (150 s)} \text{ et } \beta/2\alpha < 1$$

$$V_r = \frac{66,4 \times 25}{4} \times 0,0417 = 17,3 \text{ m}^3$$

##### **Volume $V_v$ nécessaire à la réserve de vide dans la cuve**

$$V_0 = 3 \times 2/3 \times 200 \times \pi \times 0,16^2/4 = 8 \text{ m}^3$$

$$V_v = 17,3 - 8 = 9,3 \text{ m}^3$$

##### **Volume total de la cuve $V$**

$$V \cong 10 \text{ m}^3$$

### **10 - EXEMPLE DE RESEAUX**

#### **10 - 1 - Exemple du réseau d'Arbonne-la-Forêt (Seine et Marne)**

MAITRE D'OUVRAGE : Ville d'Arbonne-la-Forêt

MAITRE D'OEUVRE : DDAF de Seine et Marne

CONTEXTE GENERAL DE L'OPERATION :

Terrain plat et nappe phréatique affleurante.

CARACTERISTIQUES GENERALES DE LA SOLUTION RETENUE

Le réseau sous vide est en p.v.c. à joints collés, série 10 bars. Il comprend en première phase :

- 1300 m de 160 mm ;
- 300 m de 140 mm ;
- 1800 m de 110 mm ;
- 500 m de 90 mm ;

71 regards de transfert équipés de vannes Airvac (140 en phase finale).

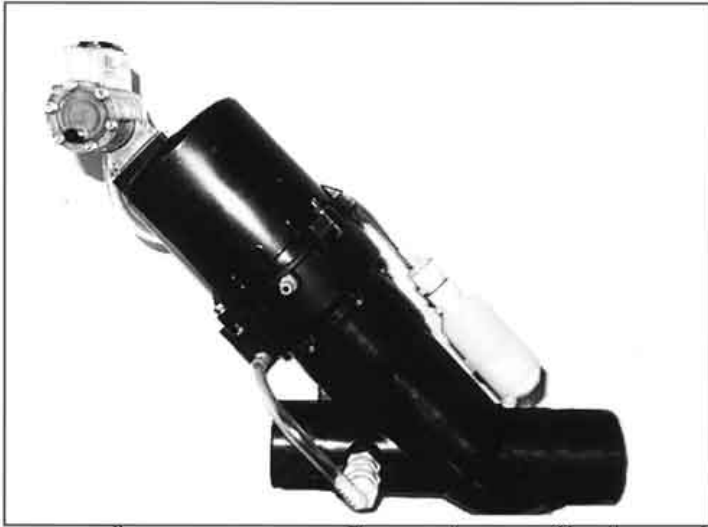
Le réseau de refoulement est en p.v.c. à joints caoutchouc, série 10 bars.

La station de vide est dimensionnée pour 1500 équivalents habitants et un débit de pointe de 12 l/s. Elle comprend :

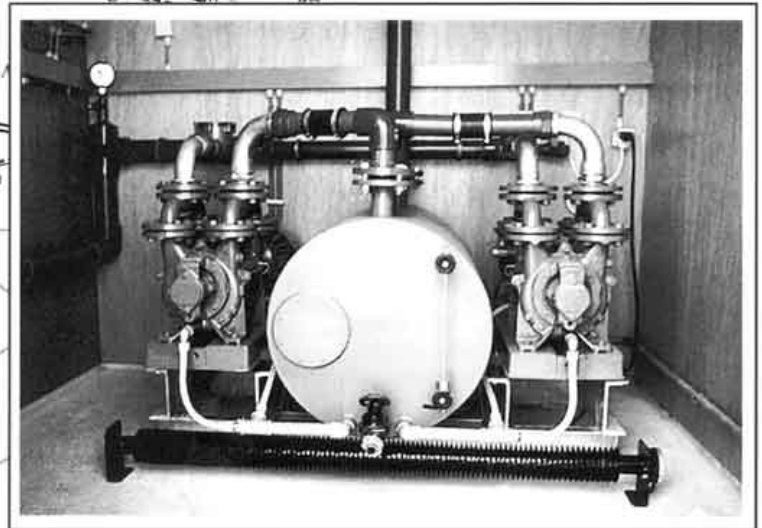
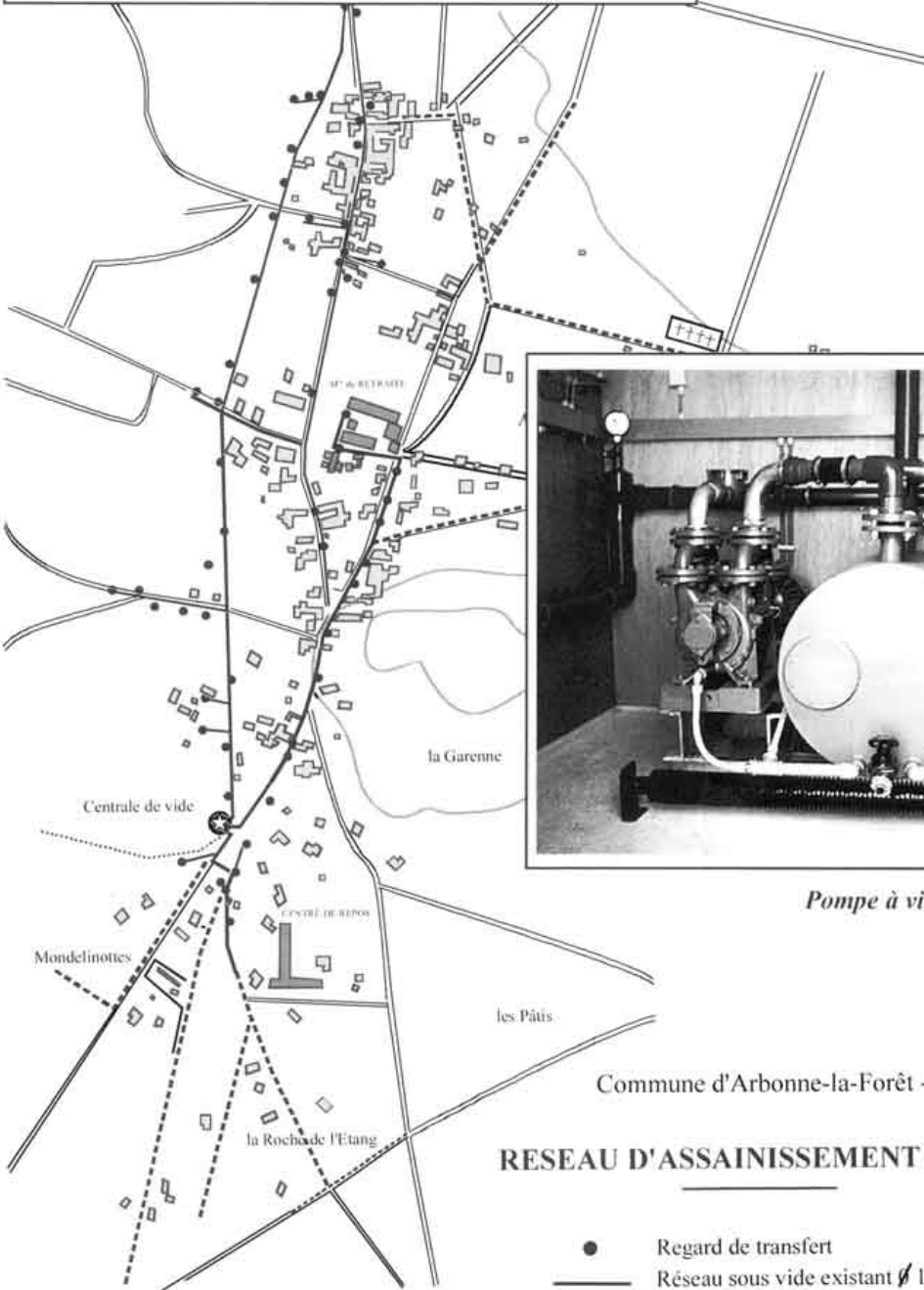
- une cuve en acier de 6400 litres, placée dans une fosse de 3,00 m x 6,50 m pour une profondeur de 2,50 m (type 3) ;
- deux pompes à vide de 9 kW, ayant un débit de 275 m<sup>3</sup>/h à 30 kPa ;
- deux pompes de refoulement de 5,5 kW, donnant 43 m<sup>3</sup>/h à 17 m.

NOMS DES ENTREPRISES

BARRIQUAND, 60204 Compiègne



*vanne et activateur Airvac*



*Pompe à vide*

Commune d'Arbonne-la-Forêt - 77 -

### RESEAU D'ASSAINISSEMENT SOUS VIDE

- Regard de transfert
- Réseau sous vide existant  $\varnothing$  140 et 160
- Réseau sous vide existant  $\varnothing$  90 et 110
- - - Réseau à réaliser
- ..... Réseau de refoulement

D'après document Barriquand

## 10 - 2 -Exemple du réseau de St Macaire (Gironde)

MAITRE D'OUVRAGE : Syndicat d'assainissement de St Macaire, Verdélais, Pian et St Maixent

MAITRE D'OEUVRE : Cabinet SOCAMA

CONTEXTE GENERAL DE L'OPERATION :

L'assainissement de St Macaire présentait des difficultés particulières en raison de l'étroitesse des rues et du sol rocheux ; la présence de nombreuses cavités en sous-sol exigeait une étanchéité absolue.

PROCEDURE DE DEVOLUTION

Appel d'offres avec variantes

CARACTERISTIQUES GENERALES DE LA SOLUTION RETENUE

Le réseau est prévu pour un nombre d'habitants au stade final de 2500.

Le réseau sous vide est en p.v.c. à joints collés, série 10 bars. Il comprend :

- 1600 m de 200 mm ;
- 350 m de 160 mm ;
- 900 m de 140 mm ;
- 1700 m de 125 mm ;

4400 m de 110 mm ;

900 m de 90 mm.

170 regards de transfert, équipés de vannes Airvac.

Le réseau de refoulement est en p.v.c. à joints caoutchouc collés, série 10 bars.

La station de vide, dimensionnée pour un débit de pointe de 13 l/s comprend :

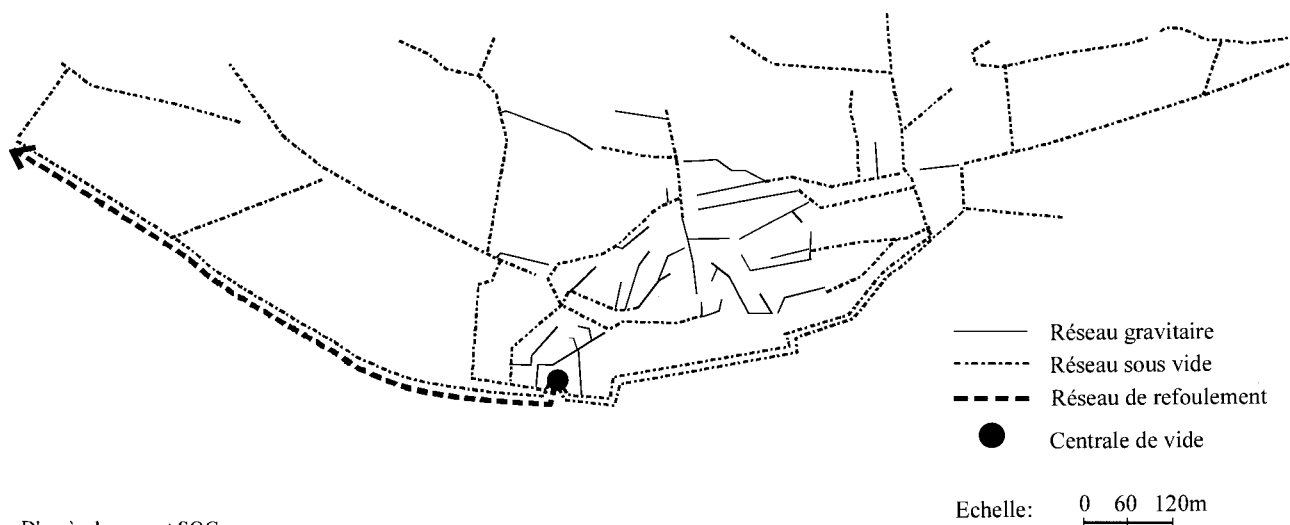
- 1 cuve acier enterrée de 8000 litres ( 1800 mm) ; la protection intérieure est assurée par une peinture époxy après sablage ; la protection extérieure par une peinture brai-époxy ;
- 2 pompes à vide, d'une puissance de 11 kW, assurant un débit de 400 m<sup>3</sup>/h à la pression moyenne de service 37 kPa ;
- 2 pompes de refoulement, d'une puissance de 15 kW, assurant un débit de 65 m<sup>3</sup>/h à 35 m.

NOMS DES ENTREPRISES

SOC, 33166 SAINT-MEDARD-EN- JALLES

Syndicat d'assainissement des communes de  
Saint Macaire - Verdélais - Pian  
et Saint Maixant -33-

### RESEAU D'ASSAINISSEMENT SOUS VIDE



D'après document SOC



## CONCLUSION

Devant la difficulté d'implanter un assainissement gravitaire, le projeteur dispose d'une large panoplie technique, lui permettant de proposer une solution alternative satisfaisante. Mais sur quels critères peut-il orienter son choix entre les différents systèmes ? Peut-on dégager, à la lumière des éléments présentés dans les chapitres précédents, une typologie des différentes techniques ?

Il est très hasardeux de tracer des frontières précises entre les solutions non gravitaires, même si, bien entendu, certaines contraintes techniques et économiques conditionnent les options possibles. C'est pourquoi le graphique de la figure V-1 ne doit-il être interprété que comme un guide destiné à préciser de manière non dogmatique leur domaine d'emploi. Il résulte des quelques règles suivantes :

- les gros débits sont réservés aux postes classiques coordonnés ou aux aéro-éjecteurs, ces derniers étant généralement limités à  $50 \text{ m}^3/\text{h}$  ;
- le système sous-pression aléatoire est limité à une centaine de maisons sur une ligne ; les débits dans les postes n'excèdent pas  $0,5 \text{ m}^3/\text{h}$  ;
- le système sous vide ne peut s'appliquer qu'à partir de 50 habitations en raison du poids financier de la centrale.

Le choix définitif ne devra intervenir qu'après comparaison entre eux des projets correspondant aux différentes solutions possibles. Exercice périlleux, car il faudra prendre en compte les coûts de fonctionnement et de maintenance, difficiles à évaluer, et se placer dans des situations permettant des comparaisons impartiales afin de ne pas pénaliser les systèmes nécessitant dès la première tranche de travaux des investissements destinés au stade final de l'aménagement : c'est notamment le cas des systèmes d'assainissement sous vide et par aéro-éjecteurs.

Quelle que soit la technique retenue, quatre exigences essentielles prévalent lors de la mise en place d'un système d'assainissement alternatif :

- l'adhésion préalable au projet des différentes parties : maître d'ouvrage, concepteur et gestionnaire ;
- le soin apporté à l'étude, notamment au dimensionnement des installations ;

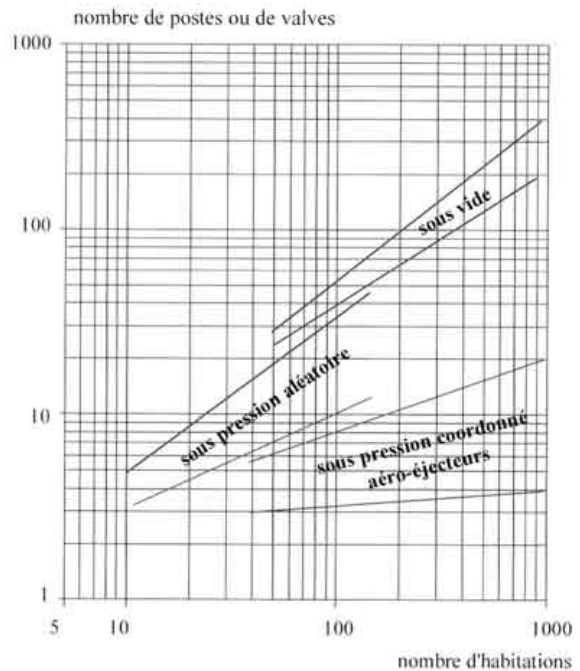


Fig. V-1 domaine d'utilisation des différentes techniques d'assainissement non gravitaire

- la qualité de la réalisation ;
- l'adaptation de la gestion à la technique mise en place, en particulier l'utilisation systématique des systèmes de télésurveillance, l'analyse régulière des paramètres de fonctionnement comme le temps de marche des différents organes afin de limiter le temps d'intervention en cas de dysfonctionnement.

Dans ces conditions seulement, les systèmes d'assainissement non gravitaire afficheront une fiabilité satisfaisante pour le gestionnaire et indispensable au confort des abonnés.





## BIBLIOGRAPHIE

---

### BIBLIOGRAPHIE GENERALE

BALLAY, D., LEBREF, J.,P., 1974, Caractéristiques des effluents des communes rurales, T.S.M. l'Eau, Juin, p. 301-307.

ROCHE, E., 1975, Conception des réseaux d'assainissement en milieu rural, T.S.M. l'Eau, Avril, p. 137-145.

ROCHE, E., 1975, Assainissement rural : Protection des conduites de refoulement, T.S.M. l'Eau, Août-Sept, p. 365-378.

ROCHE, E., 1978, Protection des refoulements d'eaux usées, Réservoir anti-bélier à régulation d'air automatique. T.S.M. l'Eau, Avril, p. 233-237.

ROCHE, E., 1981, Les réseaux d'assainissement, Génie Rural, Déc, p. 37-44.

ROCHE, E., 1983, Les réseaux d'assainissement sous pression, T.S.M. l'Eau, Mai, p. 209-225.

ROCHE, E., 1988, Conception des réseaux d'assainissement sous pression, T.S.M. l'eau, Mars, p. 129-132.

Water Pollution Control Federation, 1986, Alternative sewer systems, 105 p.

Environmental Protection Agency, 1991, Alternative Wastewater Collection Systems, EPA, 97 p.

### ASSAINISSEMENT SOUS PRESSION A FONCTIONNEMENT ALEATOIRE

LONCKE, E., DERVILLE, A., 1986, Les réseaux ramifiés sous pression, l'assainissement dans le marais audomarois, I.V.F. , N°330, Oct.

LONCKE, E., 1990, District de Saint-Omer ; Réseau ramifié sous pression Grinder : un bilan, I.V.F.

PR NF EN 1671, 1994, Avant-projet de norme "Réseaux d'assainissement sous pression".

### ASSAINISSEMENT SOUS PRESSION A FONCTIONNEMENT COORDONNE

LAIGRE, J.,F., 1988, Etude du fonctionnement et de la gestion assistée par ordinateur du réseau d'assainissement sous pression de l'Epine la Guerinière, Mémoire de fin d'études, ENITRTS STRASBOURG.

BREMOND, B. , NADAL, F, 1995, Assainissement coordonné sous pression, simulation de fonctionnement, T.S.M. à paraître.

## **ASSAINISSEMENT PAR AERO-EJECTEURS**

BIRON, L., LE TRON, J., DEFRAIGNE, F., GOELZER, J., 1980, Dimensionnement des réseaux d'assainissement sous pression équipés d'aéro-éjecteurs, T.S.M. , N° 11, Nov.

BOUYE, J., M., CROS, Ph., WOLSACK, J., 1977, Etude expérimentale d'un réseau d'assainissement d'agglomérations équipé d'aéro-éjecteurs, CTGREF, ENGREF.

## **ASSAINISSEMENT SOUS VIDE**

BREMOND, B., GARNIER, C., 1986, Assainissement sous vide, étude technico-économique, CEMAGREF, Groupement de Bordeaux, Division Hydraulique Agricole.

BREMOND, B., GARNIER, C., 1986, L'assainissement sous vide, alternative au réseau gravitaire. Génie Rural n° 12, Décembre, p. 12-16.

PR NF EN 1091, 1994, Avant-projet de norme "Réseaux d'assainissement sous vide à l'extérieur des bâtiments".



Taxes locales : 12 % sur 80 % de la facturation (facteur multiplicatif : 1,096)

**Données relatives au calcul économique :**

Durée : 20 ans

Taux d'actualisation : 7 %/an

Coefficient d'actualisation : 10,59

**2-Alimentation individuelle**

**Raccordement (CR) :**

$$CR = n (TBI + Cr) = n (4100 + 1000) = 5100 n$$

**Utilisation (CU) :**

$$CU = n \times 1,096 (141,72 + 60 \times 0,66) = 198,7 n$$

**Coût total actualisé (CTA) :**

$$CTA = 5100 n + 10,59 \times 198,7 n = 7204 n$$

**3-Alimentation groupée**

**Raccordement et réseau propre (CR) :**

$$CR = 1 \times TBI + (n-1) l \times 90 + n Cr' = 4100 + 800 n + 90 (n-1) l$$

**Utilisation (CU) :**

$$CU = (2683 + n \times 60 \times 0,56) \times 1,096 = 2941 + 36,83 n$$

**Coût total actualisé (CTA) :**

$$CTA = CR + 10,59 CU = 35245 + 1190 n + 90 (n-1) l$$

**4-Comparaison**

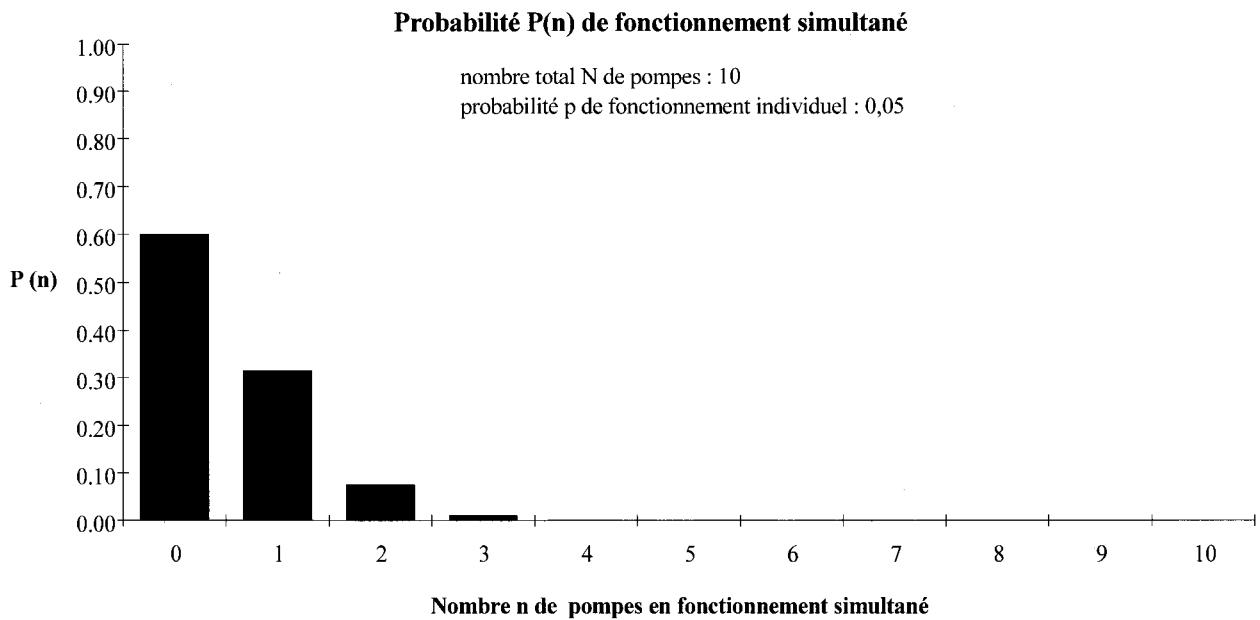
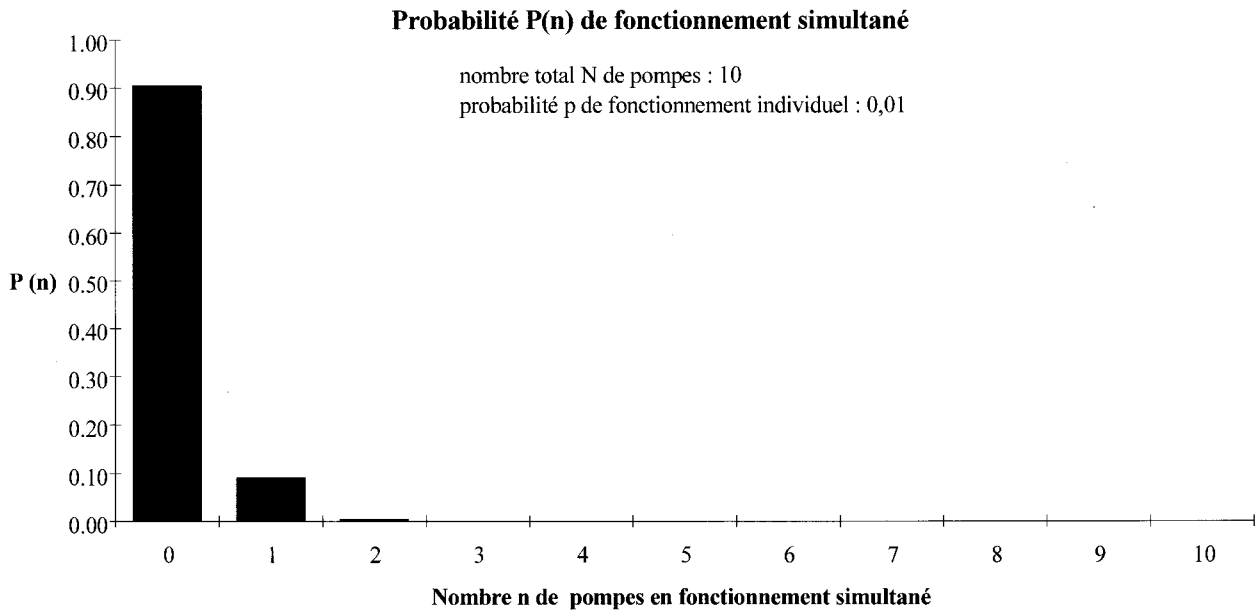
Les formules précédentes conduisent aux chiffres suivants pour  $l = 60$  m et  $n = 5$  ou  $10$

n	CTA alimentation individuelle (F.H.T.)	CTA alimentation groupée (F.H.T.)
5	36020	62795
10	72040	95745

## ANNEXE I-b

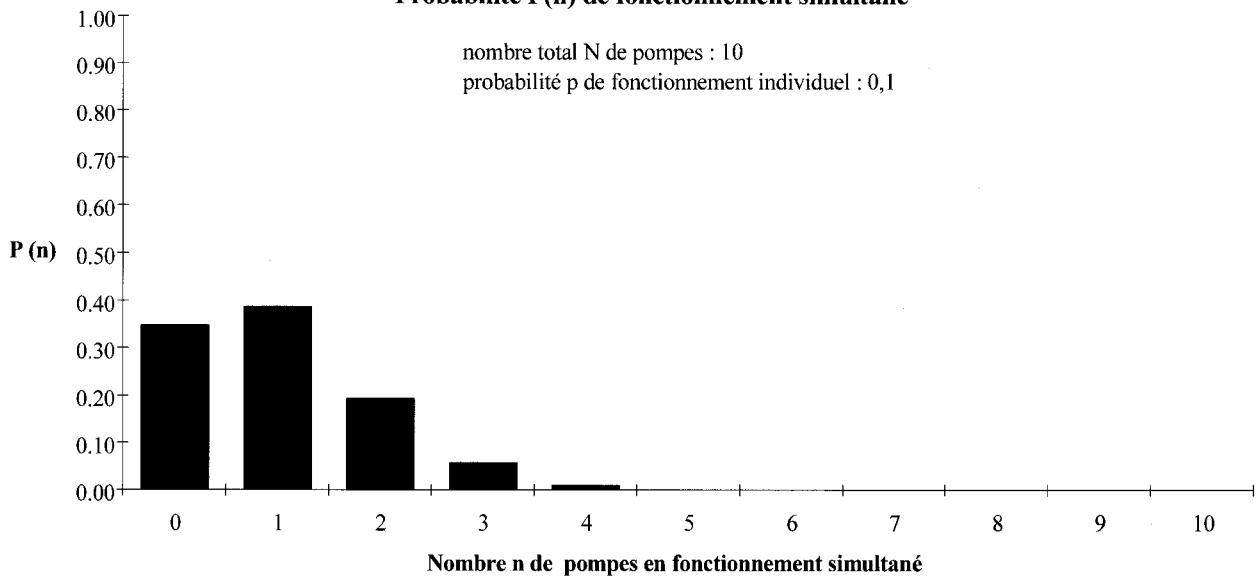
### Réseaux sous pression à fonctionnement aléatoire

#### Probabilité $P(n)$ de fonctionnement simultané de $n$ pompes parmi $N$



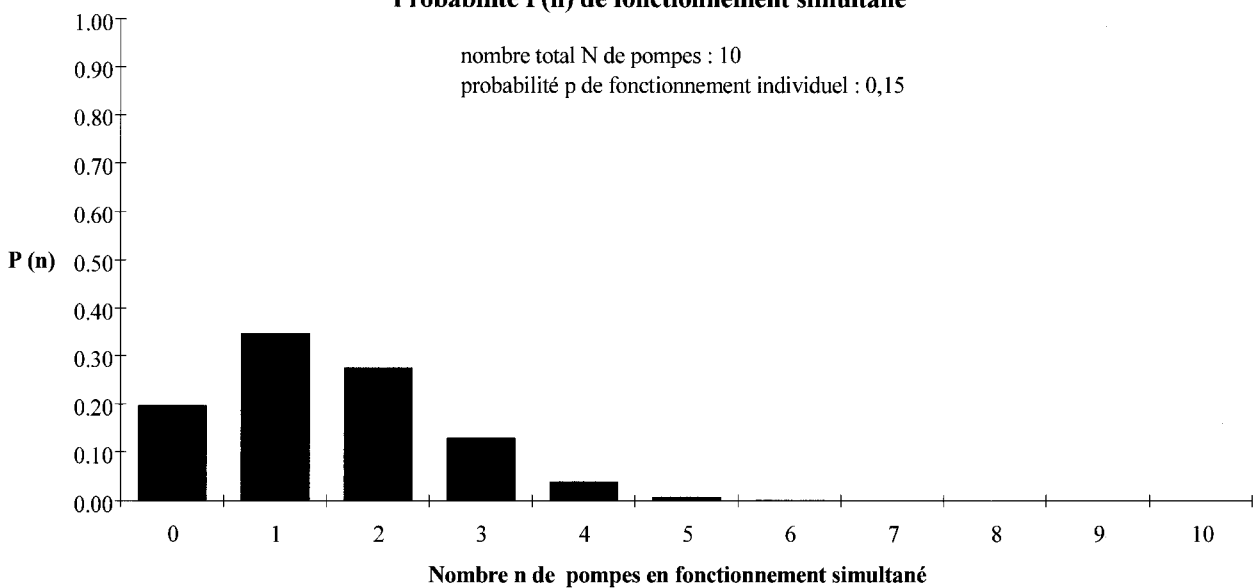
### Probabilité P(n) de fonctionnement simultané

nombre total N de pompes : 10  
probabilité p de fonctionnement individuel : 0,1



### Probabilité P(n) de fonctionnement simultané

nombre total N de pompes : 10  
probabilité p de fonctionnement individuel : 0,15



## ANNEXE I-c

### Réseaux sous pression à fonctionnement aléatoire

#### Probabilité PP(n) pour qu'il y ait au plus n pompes en fonctionnement simultané parmi N

Probabilité de fonctionnement individuel p : 0,01

Nombre total N de pompes

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20	30	40	50	
Nombre n de pompes en fonctionnement simultané	0	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.92	0.91	0.90	0.86	0.82	0.74	0.67	0.61
	1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.98	0.96	0.94	0.91
	2		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99
	3			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	4				1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Probabilité de fonctionnement individuel p : 0,02

Nombre total N de pompes

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20	30	40	50	
Nombre n de pompes en fonctionnement simultané	0	0.98	0.96	0.94	0.92	0.90	0.89	0.87	0.85	0.83	0.82	0.74	0.67	0.55	0.45	0.36
	1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.99	0.98	0.96	0.94	0.88	0.81	0.74
	2		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.98	0.95	0.92
	3			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.98
	4				1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Probabilité de fonctionnement individuel p : 0,03

Nombre total N de pompes

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20	30	40	50	
Nombre n de pompes en fonctionnement simultané	0	0.97	0.94	0.91	0.89	0.86	0.83	0.81	0.78	0.76	0.74	0.63	0.54	0.40	0.30	0.22
	1	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.98	0.98	0.97	0.97	0.93	0.88	0.77	0.66	0.56
	2		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.98	0.94	0.88	0.81
	3			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.97	0.94
	4				1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.98



## Réseaux sous pression à fonctionnement aléatoire

### Probabilité PP(n) pour qu'il y ait au plus n pompes en fonctionnement simultané parmi N

Probabilité de fonctionnement individuel p : 0,04

Nombre total N de pompes

		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20	30
Nombre n de pompes en fonction- nement simultané	0	0.96	0.92	0.88	0.85	0.82	0.78	0.75	0.72	0.69	0.66	0.54	0.44	0.29
	1	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.88	0.81	0.66
	2		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.98	0.96	0.88
	3			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.97
	4				1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99

Probabilité de fonctionnement individuel p : 0,05

Nombre total N de pompes

		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20	30
Nombre n de pompes en fonction- nement simultané	0	0.95	0.90	0.86	0.81	0.77	0.74	0.70	0.66	0.63	0.60	0.46	0.36	0.21
	1	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.97	0.96	0.94	0.93	0.91	0.83	0.74	0.55
	2		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.96	0.92	0.81
	3			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.98	0.94
	4				1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98

Probabilité de fonctionnement individuel p : 0,06

Nombre total N de pompes

		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20	30
Nombre n de pompes en fonction- nement simultané	0	0.94	0.88	0.83	0.78	0.73	0.69	0.65	0.61	0.57	0.54	0.40	0.29	0.16
	1	1.00	1.00	0.99	0.98	0.97	0.95	0.94	0.92	0.90	0.88	0.77	0.66	0.46
	2		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.98	0.94	0.89	0.73
	3			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.97	0.90
	4				1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.97

## Réseaux sous pression à fonctionnement aléatoire

### Probabilité PP(n) pour qu'il y ait au plus n pompes en fonctionnement simultané parmi N

Probabilité de fonctionnement individuel p : 0,07

		Nombre total N de pompes												
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20	30
Nombre n de pompes en fonctionnement simultané	0	0.93	0.86	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60	0.56	0.52	0.48	0.34	0.23	0.11
	1	1.00	1.00	0.99	0.97	0.96	0.94	0.92	0.90	0.87	0.85	0.72	0.59	0.37
	2		1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.98	0.97	0.92	0.84	0.65
	3			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	0.95	0.85
	4				1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.94
	5					1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98

Probabilité de fonctionnement individuel p : 0,08

		Nombre total N de pompes												
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20	30
Nombre n de pompes en fonctionnement simultané	0	0.92	0.85	0.78	0.72	0.66	0.61	0.56	0.51	0.47	0.43	0.29	0.19	0.08
	1	1.00	0.99	0.98	0.97	0.95	0.92	0.90	0.87	0.84	0.81	0.66	0.52	0.30
	2		1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.97	0.96	0.89	0.79	0.57
	3			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.97	0.93	0.78
	4				1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	0.91
	5					1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.97

Probabilité de fonctionnement individuel p : 0,09

		Nombre total N de pompes												
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20	30
Nombre n de pompes en fonctionnement simultané	0	0.91	0.83	0.75	0.69	0.62	0.57	0.52	0.47	0.43	0.39	0.24	0.15	0.06
	1	1.00	0.99	0.98	0.96	0.93	0.90	0.87	0.84	0.81	0.77	0.60	0.45	0.23
	2		1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.85	0.73	0.49
	3			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.96	0.90	0.72
	4				1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.97
	5					1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.95

## Réseaux sous pression à fonctionnement aléatoire

### Probabilité PP(n) pour qu'il y ait au plus n pompes en fonctionnement simultané parmi N

Probabilité de fonctionnement individuel p : 0,1

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20	
Nombre n de pompes en fonctionnement simultané	0	0.90	0.81	0.73	0.66	0.59	0.53	0.48	0.43	0.39	0.35	0.21	0.12
	1	1.00	0.99	0.97	0.95	0.92	0.89	0.85	0.81	0.77	0.74	0.55	0.39
	2		1.00	1.00	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.93	0.82	0.68
	3			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.94	0.87
	4				1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.96
	5					1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99

Probabilité de fonctionnement individuel p : 0,125

Nombre total N de pompes

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20	
Nombre n de pompes en fonctionnement simultané	0	0.88	0.77	0.67	0.59	0.51	0.45	0.39	0.34	0.30	0.26	0.13	0.07
	1	1.00	0.98	0.96	0.92	0.88	0.83	0.79	0.74	0.69	0.64	0.42	0.27
	2		1.00	1.00	0.99	0.98	0.97	0.95	0.93	0.91	0.88	0.71	0.54
	3			1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.97	0.89	0.77
	4				1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.97	0.90
	5					1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.97
	6										1.00	0.99	

Probabilité de fonctionnement individuel p : 0,15

Nombre total N de pompes

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20	
Nombre n de pompes en fonctionnement simultané	0	0.85	0.72	0.61	0.52	0.44	0.38	0.32	0.27	0.23	0.20	0.09	0.04
	1	1.00	0.98	0.94	0.89	0.84	0.78	0.72	0.66	0.60	0.54	0.32	0.18
	2		1.00	1.00	0.99	0.97	0.95	0.93	0.89	0.86	0.82	0.60	0.40
	3			1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.98	0.97	0.95	0.82	0.65
	4				1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.94	0.83
	5					1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98	0.93
	6											0.98	
	7												0.99

## ANNEXE III-a

### Aéro-éjecteurs

#### Calcul des débits à l'aval d'un ensemble d'aéro-éjecteurs ayant des probabilités de fonctionnement équivalentes

On peut définir la probabilité  $p$  de fonctionnement d'un appareil (cf. paragraphe 3-6 du chapitre assainissement à fonctionnement aléatoire) par le rapport, au cours de la période de pointe, entre la durée d'une chasse et celle d'un cycle (remplissage + chasse).

Dans ce qui suit, le débit nominal  $Q_n$  de l'appareil est égal au débit maximum de l'effluent. Si l'on admet que  $p = 0,25$  (par exemple 8 s de refoulement sur un temps de cycle de 32 s), le débit instantané est égal à quatre fois le débit nominal  $Q_n$ . Pour  $p = 0,5$ , le débit instantané est égal à deux fois le débit nominal  $Q_n$ . Le nombre d'appareils en fonctionnement simultané avec une probabilité de non dépassement supérieure ou égale à 95 % est donné dans le tableau ci-dessous en fonction de  $p$ . Le débit de projet obtenu à partir des formules (III-1) et (III-2) figure également dans ce tableau.

Nombre total d'appareils sur une branche	1	2	3	4	5	6	8	10
Nombre d'appareils en fonctionnement simultané								
	$p = 0,25$	2	2	2	2	2	2	2
$p = 0,50$	3	3	3	3	3	3	3	3
Débit à prendre en compte à l'aval								
	$p = 0,25$	4 $Q_n$	4 $Q_n$	8 $Q_n$	8 $Q_n$	12 $Q_n$	12 $Q_n$	16 $Q_n$
$p = 0,50$	2 $Q_n$	4 $Q_n$	6 $Q_n$	6 $Q_n$	8 $Q_n$	10 $Q_n$	12 $Q_n$	14 $Q_n$
Débit obtenu à partir de (III-1) et (III-2)	4 $Q_n$	4 $Q_n$	6 $Q_n$	8 $Q_n$	10 $Q_n$	12 $Q_n$	16 $Q_n$	20 $Q_n$

## ANNEXE III-b

### Aéro-éjecteurs

#### Calcul des débits à l'aval d'un ensemble d'aéro-éjecteurs lorsque les débits installés sont très supérieurs aux débits d'arrivée des effluents

Ce type de calcul peut éventuellement servir à réduire les débits à prendre en compte et par conséquent les diamètres des canalisations .

Soit N appareils fonctionnant avec la probabilité p ; calculons la probabilité pour que n aéro-éjecteurs soient en marche simultanément. La probabilité de cet évènement s'écrit :

$$P(n) = C_n^N p^n (1-p)^{N-n}$$

Il est alors facile de calculer la probabilité de non dépassement de l'évènement égale à :

$$1 - PP(n) = 1 - \sum_{i=0}^n C_i^N p^i (1-p)^{N-i}$$

#### Exemple

soit 5 appareils fonctionnant avec la probabilité 0,1. A chaque éjection, le débit est égal 4 Qn.

probabilité pour que tous les aéro-éjecteurs fonctionnent ensemble :  $0,1^5 = 0,00001$

probabilité pour que 4 aéro-éjecteurs fonctionnent ensemble :  $5 \times 0,1^4 (1 - 0,1) = 0,00045$

probabilité pour que 3 aéro-éjecteurs fonctionnent ensemble :  $10 \times 0,1^3 (1 - 0,1)^2 = 0,0081$

probabilité pour que 2 aéro-éjecteurs fonctionnent ensemble :  $10 \times 0,1^2 (1 - 0,1)^3 = 0,0729$

La probabilité qu'il y ait 2 aéro-éjecteurs au plus en fonctionnement simultané est égale à :

$$1 - (0,00001 + 0,00045 + 0,0081) = 0,99$$

La probabilité qu'il y ait 1 aéro-éjecteur au plus en fonctionnement est égale à :

$$1 - (0,00001 + 0,00045 + 0,0081 + 0,0729) = 0,92$$

Le dimensionnement sera effectué pour 2 appareils fonctionnant simultanément, éventuellement pour un seul si la probabilité de non dépassement de 92 % satisfait le projeteur. Cela revient à adopter 4 Qn ou 8 Qn comme débit de pointe au lieu de 10 Qn obtenu par la formule (III-2).

## ANNEXE III-c

### Aéro-éjecteurs

#### Calcul des débits à l'aval d'un ensemble d'aéro-éjecteurs ayant des probabilités de fonctionnement différentes.

Le calcul qui suit est une généralisation du calcul précédent. Nous ne considérons ici que deux probabilités de fonctionnement différentes.

Soit  $N$  appareils,  $N_1$  fonctionnant avec la probabilité  $p_1$  (appelés par la suite appareils  $p_1$ ),  $N_2$  fonctionnant avec la probabilité  $p_2$  (appelés par la suite appareils  $p_2$ ) et calculons la probabilité pour que  $n$  aéro-éjecteurs soient en marche simultanément.

Cette situation peut être rencontrée pour plusieurs configurations :  $i$  appareils  $p_1$  et  $n-i$  appareils  $p_2$  fonctionnent,  $i$  prenant différentes valeurs, dépendantes de  $N_1$  et de  $N_2$ .

La probabilité de l'évènement peut s'écrire :

$$\sum_{i=0}^n C_i^{N_1} p_1^i (1-p_1)^{N_1-i} \cdot C_{n-i}^{N_2} p_2^{n-i} (1-p_2)^{N_2-n+i}$$

avec  $C_0^N = 1$  et  $C_j^N = 0$  si  $j > N$

#### Exemple

soit 5 appareils : 3 fonctionnent avec la probabilité 0,3 et 2 fonctionnent avec la probabilité 0,1

probabilité pour que tous les aéro-éjecteurs fonctionnent ensemble :  $0,3^3 \times 0,1^2 = 0,00027$

probabilité pour que 4 aéro-éjecteurs fonctionnent ensemble

un aéro-éjecteur 0,3 ne fonctionne pas	$3 \times 0,3^2 (1 - 0,3) \times 0,1^2$	$= 0,00675$
un aéro-éjecteur 0,1 ne fonctionne pas	$0,3^3 \times 2 \times 0,1 (1 - 0,1)$	

probabilité pour que 3 aéro-éjecteurs fonctionnent ensemble

deux aéro-éjecteurs 0,3 ne fonctionnent pas	$3 \times 0,3 (1 - 0,3)^2 \times 0,1^2$	$= 0,0603$
deux aéro-éjecteurs 0,1 ne fonctionnent pas	$0,3^3 \times (1 - 0,1)^2$	
un aéro-éjecteur 0,3 ne fonctionne pas ainsi qu'un 0,1	$3 \times 0,3^2 (1 - 0,3) \times 2 \times 0,1 (1 - 0,1)$	

La probabilité qu'il y ait 3 aéro-éjecteurs au plus en fonctionnement simultané est égale à :

$$1 - (0,00027 + 0,00675) = 0,993$$

La probabilité qu'il y ait 2 aéro-éjecteurs au plus en fonctionnement simultané est égale à :

$$1 - (0,00027 + 0,00675 + 0,0603) = 0,93$$

On pourra dimensionner la canalisation pour 2 appareils en fonctionnement simultané, soit pour un débit de  $8 Q_n$  (la formule III-2 donne  $10 Q_n$ ).

## ANNEXE IV

### Assainissement sous-vide

#### Calcul du temps $t_1$ pour que la cuve passe du vide maximum au vide minimum

A la fin du processus, l'air dispose d'un volume  $V_r$ .

Pendant le temps  $t_1$ , il rentre :

$$\text{air :} \quad Qe \frac{A}{E} \frac{P_a}{P_{\text{moy}}} t_1$$

$$\text{effluent :} \quad Qe t_1$$

en écrivant la loi de Mariotte entre  $P_{\text{min}}$  et  $P_{\text{max}}$  :

$$[V_r + Qe t_1 (1 + \frac{A}{E} \frac{P_a}{P_{\text{moy}}})] P_{\text{min}} = V_r P_{\text{max}}$$

$$V_r = \frac{P_{\text{min}}}{P_{\text{max}} - P_{\text{min}}} (1 + \frac{A}{E} \frac{P_a}{P_{\text{moy}}}) Qe t$$

$$V_r = k_p (1 + k) Qe t_1 = \alpha Qe t_1 \tag{1}$$

$$\text{avec } k_p = \frac{P_{\text{min}}}{P_{\text{max}} - P_{\text{min}}}, \quad k = \frac{A}{E} \frac{P_a}{P_{\text{moy}}} \quad \text{et} \quad \alpha = k_p (1 + k)$$

#### Calcul du temps $t_2$ pour que la cuve passe du vide minimum au vide maximum grâce aux pompes à vide et aux pompes de refoulement

L'air dispose d'un volume  $V_r$  en début de cycle.

Pendant le temps  $t_2$ , il rentre :

$$\text{air :} \quad Qe \frac{A}{E} \frac{P_a}{P_{\text{moy}}} t_2$$

$$\text{effluent :} \quad Qe t_2$$

Il sort :

$$\text{air :} \quad s_v Qe_{\text{max}} (\frac{A}{E} \frac{P_a}{P_{\text{moy}}}) t_2$$

$$\text{effluent :} \quad s_r Qe_{\text{max}} t_2$$

$$V_r P_{\text{max}} = \{V_r - Qe t_2 (1 + \frac{A}{E} \frac{P_a}{P_{\text{moy}}}) + Qe_{\text{max}} t_2 [s_v (\frac{A}{E} \frac{P_a}{P_{\text{moy}}}) + s_r]\} P_{\text{min}}$$

$$V_r = \frac{P_{\text{min}}}{P_{\text{max}} - P_{\text{min}}} [Qe_{\text{max}} (ks_v + s_r) - Qe(1 + k)] t_2$$

$$V_r = [k_p(k s_v + s_r) Q_{e_{\max}} - k_p(1+k) Q_e] t_2$$

$$V_r = (\beta Q_{e_{\max}} - \alpha Q_e) t_2 \quad (2)$$

avec  $\beta = k_p(k s_v + s_r)$

Le minimum de  $t_1 + t_2$  est obtenu pour  $Q_e = (\alpha/2\beta) Q_{e_{\max}}$  à condition que  $Q_e$  reste inférieur à  $Q_{e_{\max}}$

Dans ces conditions :

$$(t_1 + t_2)_{\min} = \frac{2V_r}{\alpha Q_{e_{\max}}} + \frac{2V_r}{\beta Q_{e_{\max}}}$$

$$V_r = \frac{\beta Q_{e_{\max}}}{4} (t_1 + t_2) \quad (3)$$

Dans le cas où  $\frac{\beta}{2\alpha} Q_{e_{\max}} > Q_{e_{\max}}$ , donc  $\beta > 2\alpha$ , le minimum de  $t_1 + t_2$  est obtenu pour  $Q_e = Q_{e_{\max}}$

$$t_1 + t_2 = \frac{V_r}{\alpha Q_{e_{\max}}} + \frac{V_r}{\beta Q_{e_{\max}} - \alpha Q_{e_{\max}}} = \frac{V_r}{\alpha Q_{e_{\max}}} \left[ 1 + \frac{1}{\beta/\alpha - 1} \right] = \frac{V_r}{\alpha Q_{e_{\max}}} \left[ \frac{1}{1 - \alpha/\beta} \right]$$

$$V_r = \alpha Q_{e_{\max}} (1 - \alpha/\beta) (t_1 + t_2)_{\min} \quad (4)$$

si  $\beta = 2\alpha$  alors  $V_r = \beta/2 Q_{e_{\max}} (1/2) (t_1 + t_2)_{\min} = \frac{\beta Q_{e_{\max}}}{4} (t_1 + t_2)_{\min}$

On retrouve bien (3)

### Application

$P_{\max} = 45 \text{ kPa}$ ,  $P_{\min} = 30 \text{ kPa}$ ,  $P_{\text{moy}} = 37,5 \text{ kPa}$ ,  $P_a = 100 \text{ kPa}$ ,  $A/E = 10$ ,  $s_r = s_v = 1,2$

$k = 10 \times 100 / 37,5 = 26,7$

$1 + k = 27,7$

$k_p = 30/15 = 2$

$\alpha = k_p(1 + k) = 55,3$

$\beta = k_p(k s_v + s_r) = 66,5$

$V_r = 55,3 Q_e t_1$

$V_r = (66,5 Q_{e_{\max}} - 55,3 Q_e) t_2$

Le minimum de  $t_1 + t_2$  est obtenu pour  $Q_e = (\alpha/2\beta) Q_{e_{\max}} = 0,6 Q_{e_{\max}}$

$V_r = 16,6 Q_{e_{\max}} (t_1 + t_2)_{\min}$

*Remarque :*

Nous avons considéré que les pompes de refoulement contribuaient à faire le vide. L'influence de ces pompes est relativement faible ; en effet, sans celles-ci, l'expression de  $\beta$  devient :

$\beta = k_p k s_v = 64,1$

Dans ces conditions :  $V_r = 16 Q_{e_{\max}} (t_1 + t_2)_{\min}$



## LISTE DES DOCUMENTS TECHNIQUES FNDAE

N° 1 - L'exploitation des lagunages naturels	1985
N° 2 - Définition et caractéristiques techniques de fonctionnement et domaine d'emploi des appareils de désinfection	1986
N° 3 - Manuel pratique pour le renforcement et l'étanchéité des réservoirs d'eau potable	1986
N° 4 - Plan de secours pour l'alimentation en eau potable	1986
N° 5 - Les stations d'épuration adaptées aux petites collectivités	1986
N° 5 Bis - Stations d'épuration - dispositions constructives pour améliorer leur fonctionnement et faciliter leur exploitation	1992
N° 6 - Les bassins d'orages sur les réseaux d'assainissement	1988
N° 7 - Le génie civil des bassins de lagunage naturel	1990
N° 8 - Guide technique sur le foisonnement des boues activées	1990
N° 9 - Les systèmes de traitement des boues des petites collectivités	1990
N° 10 - Elimination de l'azote dans les stations d'épuration biologiques des petites collectivités	1990
N° 11 - L'eau potable en zone rurale : adaptation et modernisation des filières de traitement	1992
N° 12 - Application de l'énergie photovoltaïque à l'alimentation en eau potable des zones rurales	épuisé
N° 13 - Lutte contre les odeurs des stations d'épuration	épuisé
N° 14 - Les procédés à membrane en traitement d'eau potable	1995
N° 15 - Le financement du renouvellement des réseaux d'alimentation en eau potable	épuisé
N° 16 - La gestion collective de l'assainissement autonome	1993
N° 17 - Les nouvelles techniques de transport d'effluent	1995
N° 18 - La décantation lamellaire des boues activées	1994

### DOCUMENTS HORS SERIE

HS3 - Réseaux d'assainissement urbain : guide technique pour la réalisation d'épreuves à l'eau	1992
HS4 - Elimination des nitrates des eaux potables	1992
HS6 - Consommation domestique et prix de l'eau. Evolution en France de 1975 à 1990	1992
HS7 - Situation de l'alimentation en eau potable et de l'assainissement des communes rurales en 1990 complément : les départements d'Outre Mer	1993
HS8 - L'épuration par biofiltration	non disponible
HS9 - Les pollutions accidentelles	1995
HS10 - Le renouvellement des réseaux d'eau potable	1994

L'ensemble de ces documents est disponible au :  
Ministère de l'Agriculture et de la Pêche - Bureau des Infrastructures Rurales  
19, Avenue du Maine - 75732 PARIS CEDEX 15  
Téléphone : (1) 49 55 54 61 - Télécopie : (1) : 49 55 54 62  
Des résumés et des informations complémentaires sont consultables sur le 3614 DERF SDDR\*BIR